

**Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Diseño de un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial en
el relleno sanitario de Río Azul como alternativa en usos operacionales del
relleno**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Eduardo Amador Zamora

Directora de Proyecto de Graduación:

Paola Vidal Rivera

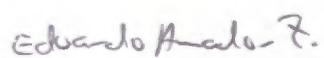
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

2012

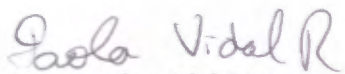
Noviembre,

COMITÉ ASESOR Y AUTOR



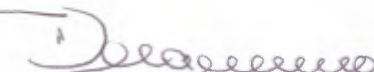
Eduardo Amador Zamora

Autor del proyecto

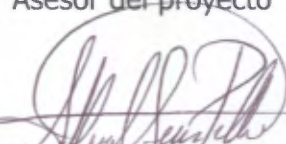


Ing. Paola Vidal Rivera

Directora del Proyecto


Ing. Rafael Oreamuno Vega. M.Eng

Asesor del proyecto


Ing. Alberto Serrano Pacheco. Ph.D

Asesor del proyecto

Fecha: 2013, Marzo, 13

El suscrito, **Eduardo Amador Zamora**, cédula 1-1394-0655, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A70400**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Diseño de un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial en el relleno sanitario de Río Azul como alternativa en usos operacionales del relleno**, bajo la Dirección de la Ing. Paola Vidal Rivera, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Tabla de Contenidos

1. Introducción	1
1.1 Justificación	1
1.1.1 El problema específico	1
1.1.2 Importancia	2
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Delimitación del problema	4
1.3.1. Alcance	4
1.3.2 Limitaciones	5
2. Captación de agua pluvial	7
2.1. Generalidades	7
2.2 Microcaptación	7
2.3. Captación Externa	8
2.4. Parámetros de diseño y factores a considerar	10
2.5. Bases Teóricas	11
3. Sistemas de captación externa	15
3.1 Algunos sistemas de captación externa	15
3.1.1 Pequeñas obras para captar lluvia	15
3.1.2 Embalses para riego de salvación	17
3.2. Pérdidas en embalses	21
4. Sistemas de riego	23
4.1. Riego por aspersión	23
4.2. Riego por goteo	24
4.3. Diseño de redes de riego	25
4.4. Sobre la calidad del agua para los usos propuestos	27
5. Información de sitio	29
5.1. Demanda de Agua	29
5.1.1. Demanda de riego	29
5.1.2. Demanda de servicios sanitarios	30

5.1.3. Demanda de lavado de maquinaria	30
5.1.4. Demanda de humedecimiento de caminos	30
5.1.5 Demanda total	31
5.2. Características Físicas del relleno	31
5.3. Características hidrológicas	33
5.4. Problemas de estabilidad de taludes	33
5.5 Obras pluviales existentes	34
5.6. Calidad de agua en los desfuegos de pluviales	35
5.7. Otros datos de precipitaciones	35
6. Análisis de sitio	37
6.1. Sobre el sitio de almacenamiento	37
6.2. Sobre el desvío de las obras pluviales existentes	40
6.3. Sobre el potencial de captación del embalse	41
6.4. Sobre la red de riego	42
7. El diseño y sus cálculos	43
7.1. Embalse de almacenamiento	43
7.2. Desvío de los pluviales existentes	44
7.3. La red de riego	45
7.4. Tanque de la red y el bombeo	53
7.5. Posible solución a las demandas de agua para baños y lavado de maquinaria .	54
7.6. Costo Estimado de las obras	56
8. Conclusiones y recomendaciones	58
8.1. Conclusiones	58
8.2. Recomendaciones	59
9. Referencias Bibliográficas	61
10. Anexos	

Índice de figuras

Figura 3.1. Esquema longitudinal del sistema	16
Figura 3.2. Estructura con más de 1m de ancho	16
Figura 3.3. Corte Longitudinal	17
Figura 3.3. Esquema de sistema de aprovechamiento en embalse	18
Figura 3.4. Drenaje de área de captación y ubicación de embalse	19
Figura 3.5. Distribución espacial de áreas	20
Figura 5.1: Laderas del relleno	31
Figura 5.2. Análisis de pendientes	32
Figura 5.3. Obras existentes de pluviales	35
Figura 6.1. Área de almacenamiento	38
Figura 6.2. Desvío de pluviales	40
Figura 6.3. Área captada	41
Figura 7.1. Wobblers y Martillos	46
Figura 7.2. Caminos Principales	47
Figura 7.3. Distribución de los Wobblers	47
Figura 7.4. Distribución de Martillos	48
Figura 7.5. Red de riego	50
Figura 7.6. Presiones para los Wobblers superiores	50
Figura 7.6. Presiones para los martillos superiores	51
Figura 7.7. Presiones en martillos medios	51
Figura 7.8. Presiones en los martillos bajos	52
Figura 7.9. Sistema del tanque elevado	52
Figura 7.10. Posible sitio para el tanque de las demandas menores	55

Índice de Cuadros

Cuadro 2.1. Sistemas de Captación Externa	8
Cuadro 4.1. Tabla 9 reglamento de reuso y vertido de aguas residuales	27
Cuadro 4.2. Tabla 6 reglamento de reuso y vertido de aguas residuales	28
Cuadro 5.1. Demanda de Agua	31
Cuadro 5.2 Áreas para cada rango de pendientes	32
Cuadro 5.3. Elementos climáticos promedio mensuales	33
Cuadro 5.4. Calidad de agua	35
Cuadro 5.5. Precipitaciones promedio mensuales estación Istarú	36
Cuadro 5.6. Precipitaciones promedio mensuales pluviómetro Monterrey, Aserrí	36
Cuadro 6.1. Déficits mensuales de agua para el riego de caminos	39
Cuadro 7.1. Volumen Demandado	43
Cuadro 7.2. Evapotranspiración total	43
Cuadro 7.3. Longitudes de tuberías de la red principal	53
Cuadro 7.4. Costos estimados de la obra	56

Amador Zamora, Eduardo

Diseño de un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial en el relleno sanitario de Río Azul como alternativa en usos operacionales del relleno.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

E. Amador Z., 2013

v, 62, [8]h; ils. col. - 16 refs.

RESUMEN

Se evalúa la factibilidad del uso de un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial en el relleno sanitario de Río Azul. Se estudia principalmente, la posibilidad de aminorar la demanda del riego de caminos y del zacate durante la época seca con agua captada durante la época lluviosa. También se extiende el análisis al aprovechamiento en otros usos operacionales del relleno.

Partiendo de la información del sitio, se estimaron las demandas para los diferentes usos operacionales. La demanda del riego de zacate fue excesivamente grande por lo que el proyecto se enfocó en la demanda del riego de caminos (segunda demanda más importante).

Se eligió un sitio de embalse buscando satisfacer de la mejor manera los requisitos de almacenamiento. Para el sitio elegido se realizó un análisis del potencial de captación; considerando los datos de lluvia disponibles y la utilización de las obras existentes de evacuación de pluviales como estructura de captación.

Con el embalse definido se diseñó el sistema de aprovechamiento el cual consiste en una red de riego por aspersión para los caminos del relleno. El diseño de la red implica además el diseño de los tanques de distribución, el sistema de bombeo, los diámetros de la red y análisis de presiones en la red.

Se realizó un análisis financiero con los costos de inversión inicial y operación de las obras diseñadas para así compararlas con los costos de las soluciones actuales a las demandas de agua en época seca (riego con camiones cisterna). El proyecto demostró ser factible.

CAPTACIÓN DE AGUA PLUVIAL; EMBALSES; APROVECHAMIENTO DE AGUA PLUVIAL; REDES DE RIEGO.

Ing. Paola Vidal Rivera

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1. Introducción

1.1. Justificación

1.1.1. El Problema Específico

El relleno sanitario Río Azul ubicado en el distrito de Río Azul, Cantón de la Unión, San José, comenzó a funcionar el 13 de agosto de 1973 y su cierre técnico comenzó el 31 de julio de 2007. Funcionó durante más de 34 años como botadero y posteriormente como relleno sanitario de los cantones de La Unión, Goicoechea, Coronado, Moravia, Desamparados, Aserrí, Curridabat, Alajuelita, Escazú, Montes de Oca, Tibás y San José.

El cierre técnico comenzó el 16 de mayo de 2008 por parte de la empresa WPP, quién fuera la única oferente en la licitación realizada por el ministerio de salud. Inicialmente se planeó una duración de año y medio y se presupuestaron ₡2 500 millones.

Uno de los aspectos necesarios en un relleno sanitario es la capa de cobertura la cual tiene varias funciones. Entre estas está el brindar confinamiento a los desechos, prevenir erosión y reducir la cantidad de agua infiltrada la cual tiene efectos negativos en los rellenos sanitarios (producción de lixiviados).

El diseño de esta cobertura contiene básicamente dos capas, una capa de barrera hidráulica la cual consiste en un suelo de baja permeabilidad, y una capa superficial que sirve para apoyo de materia vegetal. Esta última usualmente consiste en una cobertura con zacate que promueve la evapotranspiración y previene la erosión.

En el caso particular del relleno sanitario de Río Azul, el pasto que se utilizó para la cobertura superficial es el zacate San Agustín. En verano, la necesidad de riego de este zacate se ha solventado con el uso de camiones cisterna. Además del riego con camión cisterna, otra medida que han tomado en el relleno para el mantenimiento de este zacate consiste en abonarlo a final de la estación lluviosa para que sea capaz de soportar escasez de agua en la época seca. Ambas medidas tienen un costo muy elevado.

Existe además un alto consumo de agua para el humedecimiento de caminos durante la época seca. Esta necesidad también ha sido resuelta con riego de camiones cisterna. También hay demandas menores como la del lavado de la maquinaria, o la de los servicios sanitarios de las instalaciones, que también podrían ser atendidas por un agua de calidad inferior al agua potable. Es por estas razones que la propuesta de un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial en el relleno sanitario podría resultar provechosa.

1.1.2 Importancia

El agua potable es frecuentemente utilizada para funciones en las cuales no es necesaria una calidad tan alta como la que se requiere para el consumo humano. Uno de los ejemplos más claros del desperdicio de este nivel de calidad de agua es el riego. Los procedimientos de saneamiento del agua son claramente desperdiciados al generar un producto destinado al riego de cultivos o zonas verdes.

El agua pluvial es sin duda un excelente sustituto para esta función. Sin embargo, es necesario encontrar métodos de recolección y almacenamiento que hagan factible el uso de la misma. Por esta razón es importante encontrar sistemas de captación eficientes que puedan dar un aporte que amortigüe el consumo de agua potable.

Proponer un sistema de captación que ayude a satisfacer las demandas de agua de un proyecto de la envergadura de Río Azul, puede convertirse en un punto de referencia en cuanto al uso de agua pluvial en Costa Rica. El proyecto es, en sí mismo, una prueba de qué tan eficiente y eficaz pueden llegar a ser este tipo de soluciones en nuestro país.

1.1.3. Antecedentes

La recolección de agua de lluvia para riego, es una propuesta que en nuestro país se ha introducido principalmente a través de instituciones como el Servicio Nacional de Aguas Subterráneas Riego y Avenamiento (SENARA) y el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG). Tomando en cuenta la escasez de agua que se genera en algunas zonas del país en temporada seca, es válido proponer sistemas que permitan almacenar el agua pluvial en épocas más lluviosas para así amortiguar los efectos de las sequías.

Existen varios manuales sobre elección y construcción de sistemas de captación de agua pluvial pero la gran mayoría están enfocados en lo que es exclusivamente la microcaptación. Se muestran los diseños de sistemas enfocados a casas de habitación o fincas de poca extensión territorial.

The Texas Manual on Rainwater Harvesting de la comisión del desarrollo del agua de Texas define desde los componentes para sistemas de microcaptación hasta el balance hídrico a tomar en cuenta para el diseño y los costos del mismo.

En el Manual de Captación de Agua de Lluvia Como Alternativa Para Afrontar la Escasez del Recurso, de Floriana Hernández Martínez también se propone diseños de los sistemas de recolección y almacenamiento para pequeñas áreas.

La Organización de las Naciones Unidas Para la Agricultura y la Alimentación (FAO) en su manual de captación y aprovechamiento del agua de lluvia, pese a estar enfocado su uso para las zonas áridas de América Latina, tiene una sección en la cual habla sobre la captación externa y menciona algunos ejemplos de sistemas usados en Latinoamérica .

En nuestro país el Ministerio de Agricultura y Ganadería realizó un estudio llamado: Estudio de Viabilidad Técnica y Económica Para el Desarrollo de Opciones de Cosecha de Lluvia y Manejo Adecuado en Sistemas de Riego en la Producción Agropecuaria. El estudio busca adaptar algunos de los textos internacionales sobre sistemas de captación a las condiciones climáticas y geográficas de Costa Rica. En él se describen diferentes tecnologías que podrían ser aplicables a nuestro país, así como los correspondientes diseños de cada sistema.

Ahora bien, propiamente en el relleno sanitario de Río Azul la Universidad de Costa Rica por medio del Programa de Gestión Ambiental Integral (ProGAI) está fiscalizando actualmente las obras de cierre en el relleno.

Además se está realizando un proyecto de graduación sobre la factibilidad de utilizar el agua de la planta de tratamiento para riego u otros requerimientos de las instalaciones. Este proyecto vendría a verse complementado con el de captación de agua pluvial para, en conjunto, brindar una solución a la demanda de agua generada por el riego, el humedecimiento de caminos, y otros usos operacionales del relleno.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Diseñar un sistema de captación y aprovechamiento de agua pluvial como alternativa para usos operativos del relleno sanitario de Río Azul.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Evaluar la factibilidad de los sistemas de captación de agua pluvial para grandes áreas.

- Amortiguar la demanda de agua del relleno sanitario y analizar opciones para disminuir la dependencia de fuentes externas
- Analizar la capacidad de los sistemas de captación y almacenamiento para reducir el impacto generado por la época seca en la necesidad de agua.
- Determinar si existe un beneficio económico en la utilización de los sistemas de captación de agua pluvial

1.3. Delimitación del Problema:

1.3.1. Alcance

El proyecto está enfocado en utilizar el agua de lluvia en usos operacionales del relleno que puedan ser satisfechos sin necesidad de consumir agua potable en funciones que no requieren una calidad de agua tal. La solución deberá entonces considerar las diferentes demandas de agua (no potable) que genera el relleno sanitario en su funcionamiento normal.

Se mencionaran los antecedentes del aprovechamiento del agua de lluvia y sus beneficios. La teoría de los parámetros de diseño y los factores relevantes en la captación de agua pluvial serán estudiados a fondo.

También se investigará sobre los antecedentes y la factibilidad de la utilización de agua pluvial en Costa Rica. Se estudiarán las propuestas del MAG el SENARA y otras instituciones que han promovido el uso de esta fuente de agua como alternativa para el riego. Se realizará una recopilación de información redactada principalmente por instituciones estatales.

Se recopilará información necesaria para el diseño del sistema de captación. Esto incluye estudios de suelos, valores de los parámetros hidrológicos de la zona para las distintas épocas del año, demanda de agua, topografía de la zona. La información que no esté disponible deberá medirse en campo.

Se realizará un estudio bibliográfico sobre los distintos sistemas de captación de agua pluvial existentes. Deberán estudiarse las ventajas y desventajas que cada uno ofrece y las aplicaciones de cada uno de estos así como las singularidades técnicas que presenten.

Se realizará la elección del sistema a diseñar basado en las características del relleno, y de cómo los diferentes sistemas funcionen para las condiciones de lluvia y la topografía presente en el sitio.

Se realizará un diseño preliminar del sistema de captación y aprovechamiento. Este diseño comprenderá las principales características de los componentes principales del sistema; área de captación, conducción y almacenamiento del agua de lluvia, sistemas de bombeo, tanques, y redes principales de riego y distribución.

1.3.2. Limitaciones:

No se cuenta con estaciones meteorológicas cercanas lo que obliga a tomar valores hidrológicos menos confiables. La estación más cercana es la de Aranjuez.

Los problemas de compactación del suelo en el relleno pueden presentar problemas serios a la hora de la construcción y vida útil del diseño.

La topografía tan accidentada del relleno es un fuerte limitante para la definición del sitio de embalse.

En lo que se refiere al diseño de obras pluviales actual, se contó únicamente con una distribución en planta y con base en esta se tomaron algunas consideraciones para el diseño. No se contaba con un perfil de los pluviales ni con información sobre las elevaciones de fondo de tubo, o los fondos de cajas de registro por lo que para el diseño del sistema de captación se asumieron algunas características que luego deberán ser ajustadas a la situación real de las obras actuales.

No se cuenta con una topografía detallada por lo que en algunos puntos, principalmente en el sitio de embalse, se necesitarán de levantamientos topográficos apropiados para el diseño detallado de algunos componentes del sistema.

En los sitios donde se definieron los tanques elevados así como el sitio de embalse, deberán primero realizarse estudios de suelo para conocer los posibles problemas de estabilidad y asentamientos que puedan presentarse; se deben estudiar además los taludes seguros para realizar los cortes de la excavación del embalse.

No se cuenta con un muestreo apropiado de la calidad de agua por lo que para asegurarse su calidad, deberá solo captarse agua en tiempos de lluvia para asegurar que cualquier contaminante que pueda recoger del terreno esté altamente diluido.

La administración del relleno no tiene un registro sobre su consumo de agua en los diferentes usos por lo que debió aproximarse esta demanda con datos promedio para las actividades mencionadas.

Capítulo 2. Captación de Agua Pluvial

2.1. Generalidades

Según el manual de recolección de agua de Texas, la recolección de agua es la captura, desvío y almacenamiento del agua de lluvia para diversos propósitos que pueden ser el riego, el uso doméstico, el consumo como agua potable y demás funciones. (Krishna, 2005)

En el manual de captación y aprovechamiento de agua de lluvia publicado por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) se reconoce la captación de agua como "la recolección de escorrentía superficial para su uso productivo" (FAO, 2000).

Esta captación del agua puede clasificarse en varios grupos. En 1988 el Banco Mundial en un informe técnico clasificaba los sistemas según su escorrentía, la fuente de agua, el almacenamiento y el uso que se le diera al agua captada. Sin embargo una de las clasificaciones más detalladas y quizás la que más compete para este proyecto es la que se basa en el área de captación.

La clasificación basada en el área de captación se divide en dos grandes grupos: Microcaptación y Captación Externa. Esta clasificación es la que se utiliza en el documento de Estudio de viabilidad técnica y económica para el desarrollo de opciones de cosecha de lluvia y manejo adecuado en sistemas de riego en la producción agropecuaria, del Ministerio de Agricultura y Ganadería.

2.2. Micro captación

La microcaptación hace referencia a las técnicas utilizadas para la captación en áreas pequeñas, conocidas como microcuencas.

"La microcaptación implica descripciones de técnicas con una longitud del área de captación entre 1-2 metros y 100-150 metros y con una relación área de captación/área de cultivos entre 1:1 a 10:1" (MAG, 2009) La microcaptación se caracteriza además porque el agua captada suele destinarse a cultivos. El agua captada en las microcaptaciones además no debe ser conducida grandes distancias ya que el área en la que se emplea esta contigua al almacenamiento.

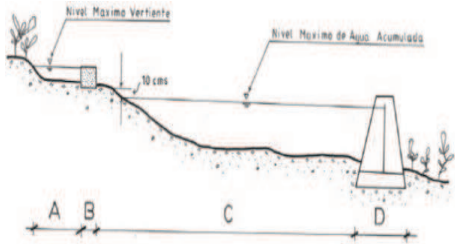

2.3. Captación Externa

La característica principal de la captación externa es el captar agua de la escorrentía superficial. Esta característica hace evidente que se necesitan áreas de captación mucho mayores que las utilizadas en la microcaptación. La captación externa se divide a su vez en dos categorías que la clasifican según su tamaño en micro y macro.

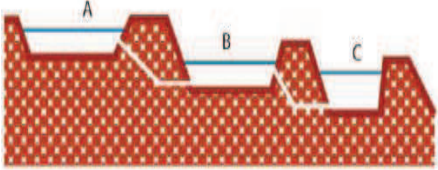
Según Prinz y Sigh (1996) citado por MAG (2009) la micro captación externa aplica para áreas de 1 000 m² a 2 000 m² en las cuales la relación del área de captación y el área de cultivo es de 1 : 1 hasta 25 : 1. La macrocaptación por otra parte abarca áreas de 0,1 a 200 hectáreas y tiene relaciones de área de captación y área de cultivo de 10 : 1 y hasta de 100 : 1; además en esta el terreno puede tener inclinaciones desde el 5% hasta el 60%.

En vista de que en el relleno sanitario se tiene una necesidad de un sistema de captación externa, es preciso conocer los sistemas de captación de agua pluvial para este tipo de cosecha de agua. Por eso se muestra a continuación un cuadro de tecnologías sugeridas por el MAG para captar agua en diferentes zonas de Costa Rica.

Cuadro 2.1. Sistemas de Captación Externa

Tecnología	Zona recomendada	Ilustración
Reservorio Dique - Represa.	Zonas con pendientes no muy pronunciadas, haciendo uso de partes de la finca de bajo o nulo rendimiento.	 <p>Fuente: FAO (2000) citado en MAG, 2009</p>
Reservorio Dique – Represa revestido.	Es una variación del tipo anterior. El revestimiento es necesario cuando los suelos no son arcillosos y se tiene alta infiltración del agua	 <p>Fuente: CEMEDE y UNED (2009) citado en MAG, 2009</p>

Tecnología	Zona recomendada	Ilustración
Reservorio excavado revestido con concreto.	Como método para disminuir costos en el sistema de almacenamiento en lugares de difícil acceso.	 <p data-bbox="959 645 1374 703">Fuente: Cajina (2006), citado en MAG, 2009</p>
Reservorio excavado revestido geomembranas de PVC.	<p data-bbox="576 719 895 875">Para sitios donde se conforme un reservorio y se busque evitar la pérdida del agua en el suelo.</p> <p data-bbox="576 882 895 1184">Para suelos de muy alta conductividad hidráulica. La geomembrana de PVC permite la aplicación de pegamento para unir los paños a diferencia de otros plásticos que se unen mediante termofusión.</p>	 <p data-bbox="959 1104 1374 1171">Fuente: Anaya y Martínez (2007) citado en MAG, 2009</p>
Reservorio Estanque Revestido con concreto.	<p data-bbox="584 1229 887 1364">Para zonas donde otros materiales de construcción no se encuentren disponibles.</p> <p data-bbox="584 1370 887 1464">Para productores familiarizados con estos materiales.</p>	 <p data-bbox="1027 1473 1299 1541">Fuente: Cajina (2006) Citado en MAG, 2009</p>
Reservorio Estanque Revestido con plástico.	Para sitios donde se conforme un reservorio y se busque evitar la pérdida del agua en el suelo	 <p data-bbox="959 1848 1374 1915">Fuente: CEMEDE y UNED (2009) citado en MAG, 2009</p>

Tecnología	Zona recomendada	Ilustración
Reservorio diques escalonados.	Con el fin de evitar un alto costo por movimiento de tierras Para zonas con pendientes bajas y suelos estables.	 <p data-bbox="959 584 1374 651">Fuente: Salinas (2009) citado en MAG, 2009</p>

Fuente: MAG, 2009

2.4. Parámetros de diseño y factores a considerar:

Algunos factores que se deben considerar para reconocer cuáles sistemas de captación de lluvia se ajustan mejor a una situación dada son:

- **Características de Lluvia:** El conocer las características de lluvia que se presentan en el sitio es un prerrequisito para el diseño del sistema de captación. Algunas de las más importantes son los periodos de retorno y las frecuencias de las precipitaciones medias y extremas.
- **Uso de suelo o capa vegetal:** la cobertura del suelo es un factor que se relaciona directamente con la escorrentía.
- **Topografía:** las características del perfil del terreno tienen gran influencia en el sistema a utilizar. Las pendientes, aparte de ser un factor que afecta la escorrentía, definen el tipo de estructuras que pueden construirse.
- **Tipo de suelo:** el suelo determina gran parte del comportamiento del agua de lluvia una vez que esta ha precipitado. El suelo es otro factor determinante en la escorrentía y además es un factor que define la infiltración y percolación que tiene el agua en el suelo. (Prinz y Sigh, 1996)

Ahora bien, continuando con la definición de los sistemas de captación de agua de lluvia se reconoce por la mayoría de los autores tres componentes medulares:

- **Área de Captura:** es el área donde se captura el agua que es posteriormente transportada al reservorio.
- **Almacenamiento:** es el área en la cual se almacena el agua captada.
- **Área Objetivo de uso:** el agua captada debe tener un uso en el cual se va a utilizar

2.5. Bases Teóricas:

Ya aclarados los conceptos básicos y los factores que gobiernan el tema de la captación de agua pluvial, es importante señalar algunas de las ecuaciones más relevantes para el diseño y consideración del comportamiento de estos sistemas.

Uno de los aspectos de mayor importancia en la captación de agua pluvial es la escorrentía, pues es precisamente el escurrimiento superficial de agua el que suele ser mayormente captado por los sistemas.

La *Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO)*, menciona como primer ecuación a tomar en cuenta: Captación de agua de lluvia = escorrentía inducida + precipitación recogida. Esto se puede expresar como sigue:

$$AC = (PP * Ac * Ce) + (PP * As)$$

Donde:

AC = Volumen de agua captado (litros)

PP = Precipitación (mm)

Ac = Área de captación de agua (m²)

As = Área de siembra (m²)

Ce = Coeficiente de escorrentía

En esta ecuación se muestra de manera más detallada que la escorrentía inducida es la que se recoge en el área de captación y se transporta superficialmente al área de uso (por eso se asocia a esta un coeficiente de escorrentía). Se considera que la precipitación que cae propiamente en el área de siembra es la "precipitación recogida" que menciona la igualdad anterior. (FAO 2000)

Otra arista importante en el análisis del sistema de captación es la selección de la relación de área de captación: área de cultivos. Esta parte también va de la mano con la necesidad de

agua que tenga el cultivo en cuestión. El área de captación estará en función de la escorrentía que esta sea capaz de producir.

Queda más que clara entonces la importancia que tiene la escorrentía dentro de los cálculos que competen al agua captada. La escorrentía para áreas menores a 80 ha es recomendable calcularla con el conocido método racional.

El método racional es ampliamente usado dada la simplicidad del mismo. Este método propone que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q = caudal superficial (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = intensidad promedio de la lluvia (mm/h)

A = área de drenaje (ha)

El método está sujeto a las siguientes suposiciones:

- La intensidad de lluvia es constante durante un período de tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- La intensidad de lluvia es constante a lo largo de la cuenca
- La distribución de frecuencias de la lluvia y de la escorrentía pico son idénticas
- El tiempo de concentración de la cuenca es constante y fácilmente determinable
- Pese a la variabilidad temporal y espacial de los factores que determinan la lluvia, el porcentaje de lluvia que se transforma en escorrentía superficial (coeficiente C) puede ser estimado confiablemente
- El coeficiente de escorrentía es invariable a lo largo del área (Mays, 2004)

El tiempo de concentración, mencionado en algunas de las suposiciones anteriores, se define como el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto hidráulicamente más alejado de

la cuenca hasta la salida de la misma, o dicho de otra forma, es el tiempo transcurrido desde el inicio de la lluvia para que toda el área esté aportando a la salida de la cuenca.

El área de drenaje se determina a partir de las líneas de drenaje que muestre el terreno. Observando estas líneas puede determinarse la micro cuenca que fungirá como área de captación.

El coeficiente de escorrentía es un valor adimensional que, como se comentó anteriormente, representa el porcentaje de la precipitación que se convierte en escorrentía superficial. Este coeficiente se ve determinado por muchos factores. El tipo de suelo, la cobertura superficial, la pendiente del terreno, la infiltración, la evapotranspiración e incluso Mays considera variaciones para distintos períodos de retorno del evento lluvioso.

El coeficiente de escorrentía adopta valores entre 0 y 1, y la buena determinación de este coeficiente fortalece la fidelidad de los cálculos de escorrentía. Por esta razón una inspección del campo es necesaria para poder elegir el C que mejor represente las condiciones del terreno del área de captación.

Finalmente, la intensidad de la lluvia representa la cantidad de lluvia por unidad de área que cae en un determinado tiempo. Esta intensidad se calcula comúnmente con lo que se conoce como curvas IDF (intensidad, duración, frecuencia). Estas curvas consisten en una serie de gráficos de intensidad versus duración del evento de lluvia, normalmente aparecen varias curvas, cada una asociada a un período de retorno.

Como el método racional supone que el evento lluvioso dura un tiempo igual al tiempo de concentración, este tiempo será la duración a leer en la curva del período de retorno correspondiente obteniendo así la intensidad de la lluvia de diseño.

Con respecto a este concepto de lluvia de diseño, en el ámbito de la captación del recurso pluvial, el Manual de Captación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia la define como "la cantidad de lluvia estacional en la cual, o arriba de la cual, el sistema está diseñado para proveer escorrentía superficial suficiente para cubrir el requerimiento de agua de los cultivos. Si la lluvia es inferior a esta lluvia de diseño, hay un riesgo de fracaso del cultivo debido a estrés por humedad. Cuando la lluvia es superior, entonces la escorrentía superficial está en excedente y podría sobrepasar los bordos y pues resultar en un daño a las estructuras." (FAO, 2000)

En las obras de evacuación de pluviales, lo típico es considerar como situación crítica la lluvia más fuerte esperada para el período de retorno seleccionado. Sin embargo, la definición

anterior, resalta que en el tema de la captación de agua de lluvia será crítica una lluvia baja así como lo será una lluvia fuerte; esto porque en el primer caso puede no recolectarse el agua necesaria y en el caso de la lluvia fuerte pueden sufrir daños las estructuras de captación. De esta manera un diseño conservador debe procurar captar agua suficiente en tiempos de escasez y conservarse íntegro cuando se presenten eventos lluviosos importantes.

Una vez más se acentúa la necesidad de contar con una información básica detallada para la elaboración de un diseño seguro y competente. Entre más datos existan en los registros hidrológicos de la zona, más confiables serán los cálculos de la lluvia de diseño y más precisa la predicción del comportamiento del sistema y del qué tan útil resulte como fuente aprovechable.

Capítulo 3. Sistemas de captación externa

Debido a que el área de captación del relleno sanitario supera las 40 hectáreas, debe adoptarse en él un sistema de captación externa. Por esta razón en esta sección se estudiarán algunas opciones para estos sistemas así como experiencias en América Latina.

A continuación se mencionan algunos ejemplos de distintos sistemas. Es importante tener presente que pese a que algunos de estos sistemas digan ser para áreas de menos de 40 ha, pueden utilizarse repetidas veces para que puedan generar una mayor cobertura de la demanda del relleno.

3.1. Algunos sistemas de captación externa:

3.1.1. Pequeñas obras para captar lluvia

El sistema consiste en pequeñas estructuras desarmables cuyo objetivo es captar la escorrentía durante algún período de interés y tener la opción de removerlas en épocas en las que no se considere necesaria la captación o se requiera el espacio para otro fin.

Pueden ubicarse en micro cuencas de pendientes suaves y fuertes, y pueden servir áreas de aproximadamente una hectárea. La estructura de almacenamiento debe estar en una elevación superior al área de uso ya que estos sistemas son mejor empleados por gravedad.

Las estructuras tienen una altura máxima de 2,5 m y dependiendo de su altura se recomiendan diferentes detalles constructivos según rangos de 0 a 1m, de 1m a 2m y de 2m a 2,5m. Se recomienda un metro de base por cada metro de altura de la estructura para asegurar una resistencia adecuada.

El ancho de la estructura es variable según el ancho de la microcuenca que pueda captarse, pero debe construirse con paneles de 1m de ancho (la cantidad necesaria para el ancho total) soportadas por arriostres a cada metro como se muestra en la figura 3.2

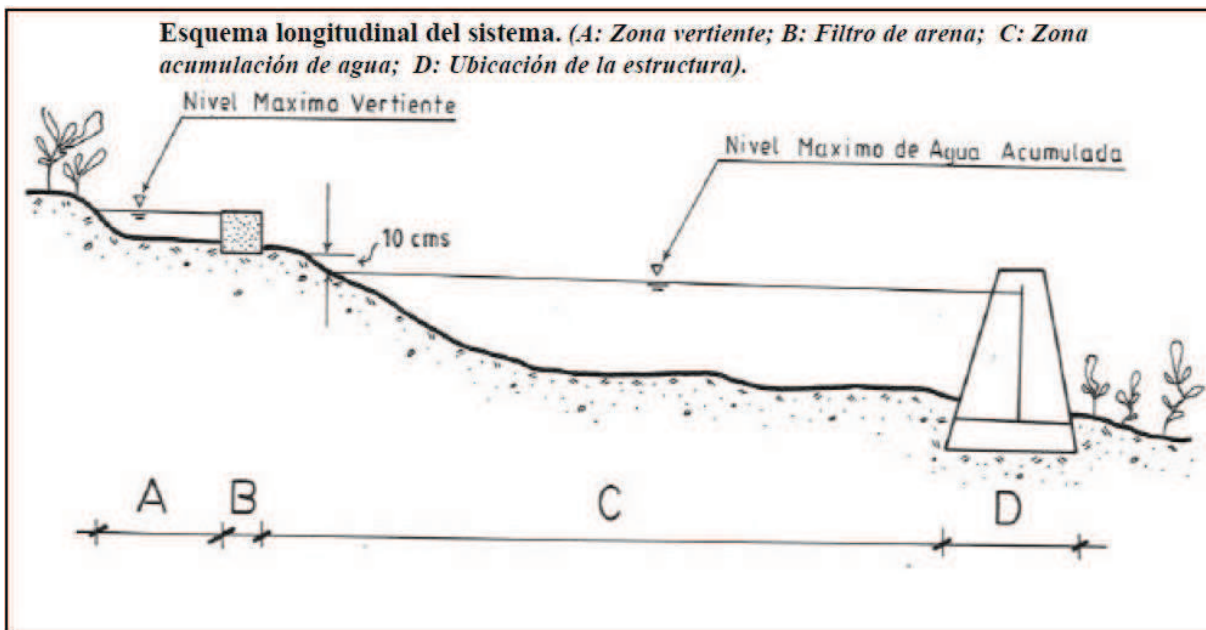


Figura 3.1 Esquema longitudinal del sistema
Fuente: FAO (2000)

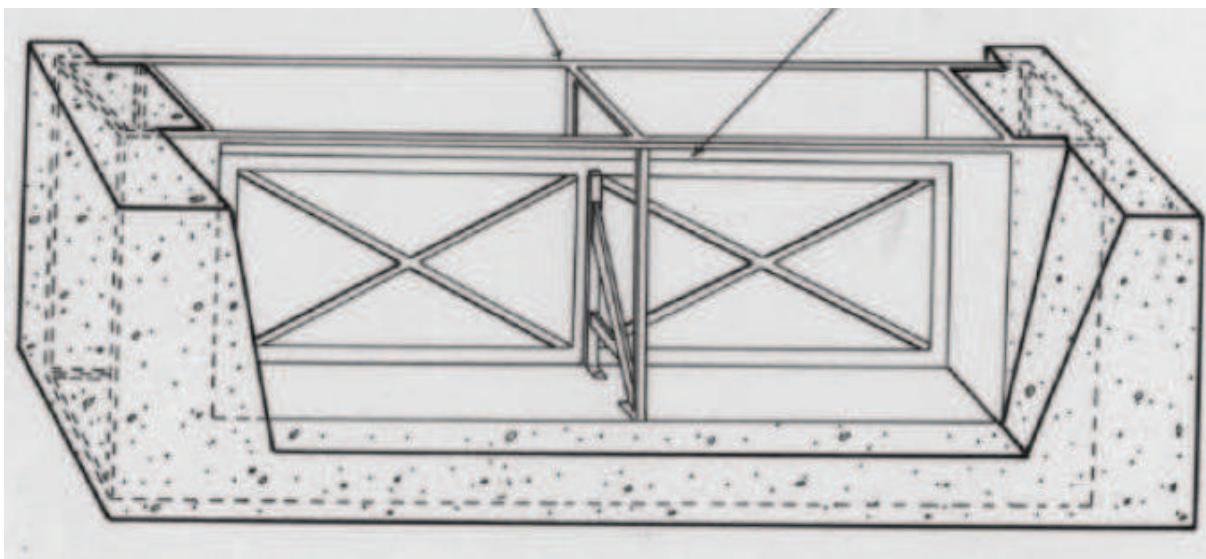


Figura 3.2. Estructura con más de 1m de ancho
Fuente: FAO (2000)

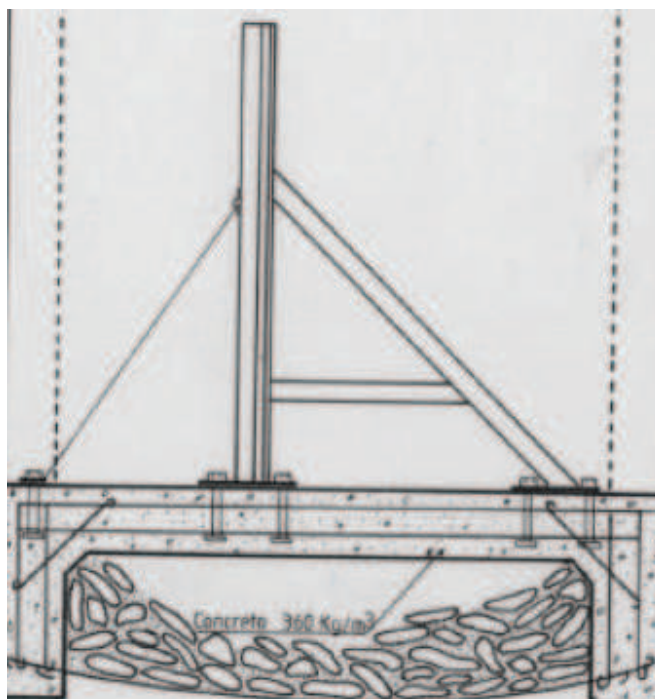


Figura 3.3 Corte Longitudinal
Fuente: FAO (2000)

Estas Obras se han utilizado mucho en Chile, en zonas donde las grandes escorrentías de invierno, debido a sus altos caudales y la cantidad de material arrastrado, son de difícil captación y es preferible el remover las estructuras para evitar su deterioro.

Esta tecnología ha permitido que el pequeño y mediano productor de Chile pueda darle buen uso de fuentes para riego, dando soluciones rentables para su uso. La aceptación de esta tecnología por el Instituto Nacional de Desarrollo Agropecuario en Chile aumentó sensiblemente la rentabilidad por hectárea cultivada.

3.1.2. Embalses para riego de salvación

"El Sistema de Aprovechamiento de la Escorrentía Superficial a través de Embalses de Salvación -SAES-ES-, es una técnica que tiene la finalidad de captar y almacenar, en reservorios (embalses) superficiales, el excedente de agua que se produce en la superficie del suelo después de cada evento lluvioso, para su utilización posterior; en el período sin lluvias durante la época lluviosa, como riego de salvación y, en la época seca, como riego complementario." IICA (1998)

En la figura 3.3 se presenta un esquema del sistema.

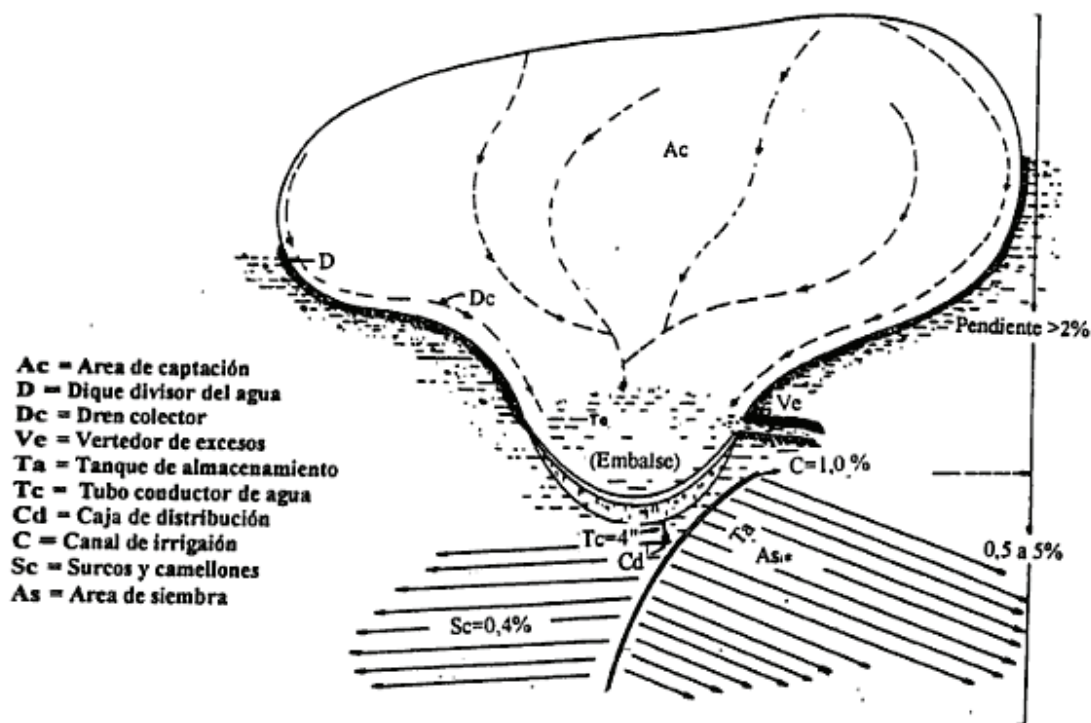


Figura 3.3. Esquema de sistema de aprovechamiento en embalse
Fuente: IICA (1998)

Como cualquier otro sistema de captación, está conformado por área de captación (Ac), área o tanque de almacenamiento (Ta) y área de siembra (As). Respecto a estas áreas, este sistema tiene ciertas especificaciones.

El área de captación debe estar limitada por un dique divisorio del agua ya sea natural o artificial. Esta área debe ser aproximadamente 3 ha pero puede variar dependiendo de las condiciones del sitio y la demanda de agua dada.

Es importante que no se observen muchas ondulaciones en el terreno ya que puede perderse escorrentía debido a empozamientos.

Es importante además tener claras las líneas de drenaje del área captada para ubicar el tanque donde converja el drenaje de la microcuenca. Esto se muestra en la figura 3.4.

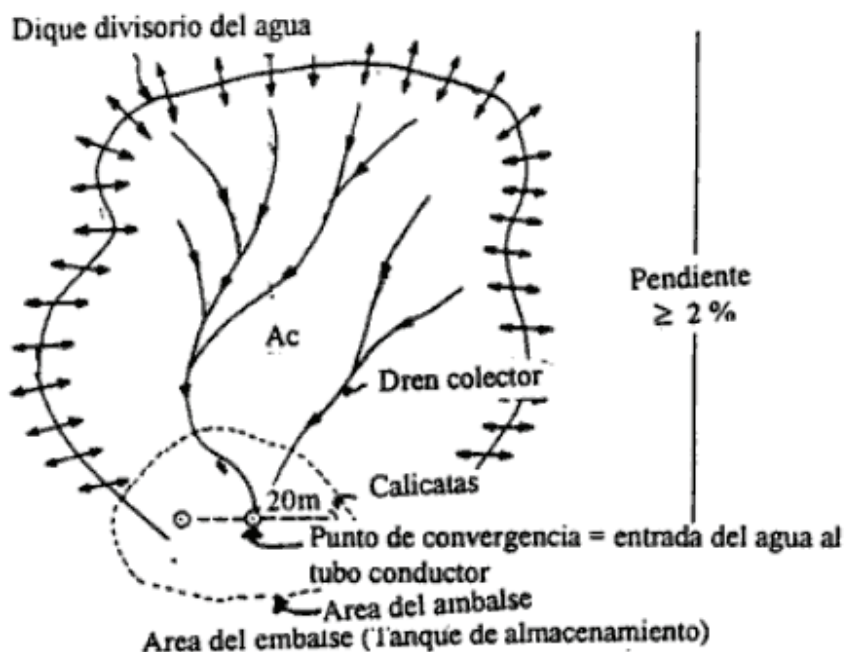


Figura 3.4 Drenaje de área de captación y ubicación de embalse
Fuente: IICA (1998)

El tanque de almacenamiento puede tener diferentes capacidades pero debe guardar una cierta proporcionalidad con el área de captación y el área de cultivos.

Para el área de almacenamiento (tanque de almacenamiento) se recomiendan suelos poco porosos que además permitan su excavación de por lo menos 1m. Es conveniente realizar pruebas de suelo y obtener calicatas a cada 20 metros para determinar la profundidad del estrato impermeable.

Si hay presencia de afloramientos de roca, suelos salinos o materiales que permitan infiltraciones excesivas, se recomienda la construcción del embalse ya que pueden darse muchas pérdidas por infiltración. Lo más apropiado es una capa natural de tierra, donde la velocidad de infiltración básica no sea mayor de 2 mm por día.

En lo que se refiere a las precipitaciones se recomienda este sistema para zonas comprendidas entre 400 mm y 800 mm anuales. El área de captación debe tener pendientes de al menos 2% (sin límite máximo) y las áreas del tanque y de siembra deben estar con pendientes entre el 2% y el 5%.

Los requerimientos topográficos de las pendientes, en conjunto con la necesidad de que el área de captación sea la más elevada y el área de uso la menos elevada; puede de forma esquemática presentarse la selección de estas áreas como se muestra en la figura 3.5.

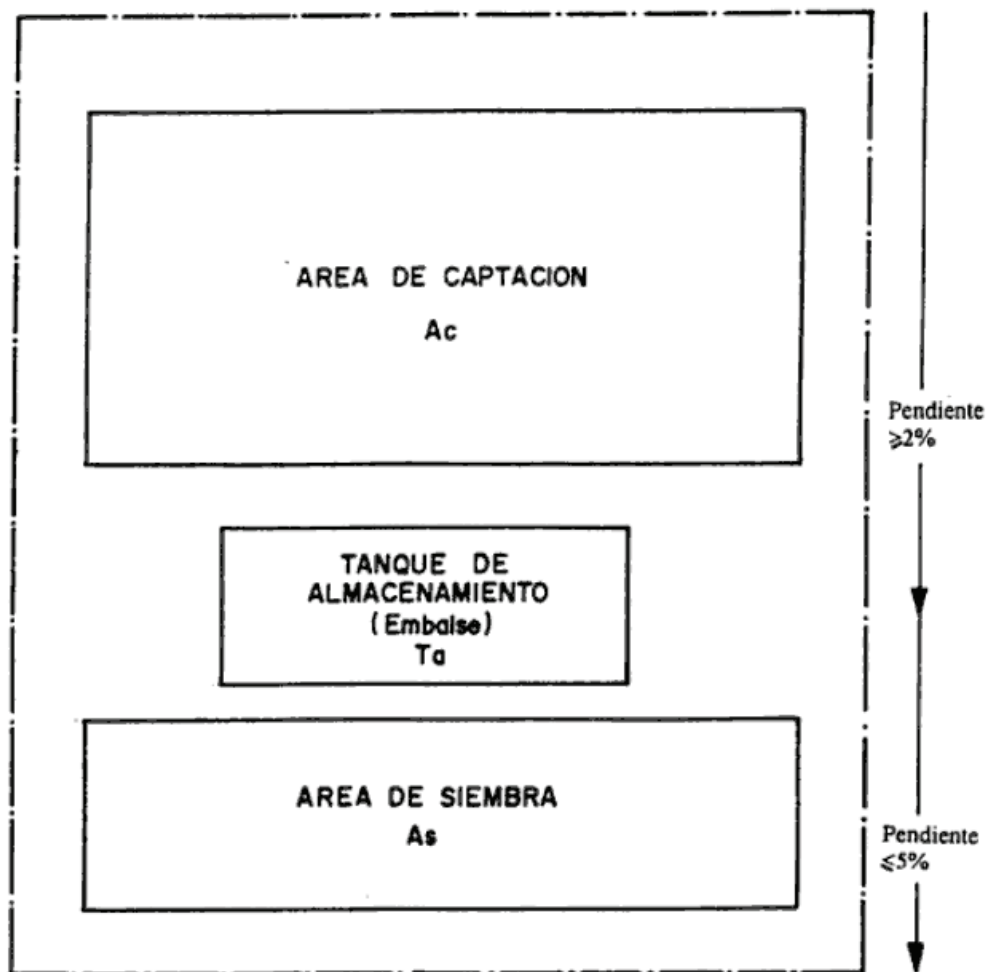


Figura 3.5. Distribución espacial de áreas
Fuente: IICA (1998)

Para el cálculo del volumen de agua que debe ser captado deben además considerarse las pérdidas por infiltración y evaporación que tendrá el embalse y los mm de agua necesarios por hectárea de siembra. Con esto, el volumen bruto que debe ser almacenado está dado por:

$$V_b = \frac{\text{mm por hectárea} * \text{hectáreas cultivadas}}{1 - \% \text{perdidas}}$$

Luego para el cálculo del área de captación del sistema necesaria para que el volumen bruto de esorrentía sea producido, se utiliza la siguiente ecuación:

$$Ac = \frac{Vb}{C * P}$$

Donde:

Ac = área de captación (m²)

Vb = volumen bruto de agua que va a almacenarse (m³)

C = coeficiente de escorrentía superficial del área de captación

P = precipitación media anual de la región (m)

En lo que se refiere al área del tanque, esta debe ser tal que permita almacenar el volumen bruto con un borde libre de 0,5m y para la altura de pared y excavación propuestas. El área será la división del volumen bruto entre la altura media del embalse.

Se recomiendan áreas semicirculares pues han demostrado requerir menos mano de obra y más rapidez en la excavación. Derivando el área del semicírculo se tiene que el radio de la excavación esta dado por:

$$R = \sqrt{\frac{2 * \text{Área}}{\pi}}$$

3.2. Pérdidas en embalses

Todos estos sistemas de captación tienen que almacenar un volumen de agua superior al que se va a necesitar, esto debido a las pérdidas que puede sufrir un embalse por evapotranspiración o infiltraciones.

Por el tipo de problema al que se hace frente en este trabajo, el embalse que se utilizará será recubierto con plástico, ya que es lo que se acostumbra para la protección de la basura en los rellenos sanitarios. Esto elimina las pérdidas por infiltración (siempre y cuando el plástico sea colocado apropiadamente) y deja como única pérdida la evapotranspiración.

Para el cálculo de la evapotranspiración potencial, existen diversos métodos de cálculo, pero algunos de ellos requieren demasiados datos. Por esta razón se utilizará el método de Hargreaves el cual calcula la evapotranspiración únicamente utilizando datos de

temperaturas media, mínima y máxima y datos de radiación solar los cuales pueden ser obtenidos en tablas según la latitud del sitio en estudio.

A continuación se muestran las ecuaciones mencionadas:

$$ET_0 = 0,0135 * (t_{med} + 17,78) * R_s$$

Donde:

ET_0 : evapotranspiración potencial diaria en mm/día

T_{med} : temperatura media en °C

R_s : radiación solar incidente convertida en mm/día

Esta radiación solar incidente puede obtenerse a partir de las temperaturas extremas diarias y la radiación solar extraterrestre. Esta última puede obtenerse según su latitud en tablas que contienen esta información.

$$R_s = R_0 * KT * (t_{max} - t_{min})^{0,5}$$

Donde:

R_s : radiación solar incidente convertida en mm/día

KT: coeficiente

t_{max} , t_{min} : temperaturas máxima y mínima diarias (C°)

R_0 : Radiación solar extraterrestre en mm/día

Como el cálculo del coeficiente KT, es un coeficiente empírico que puede calcularse con datos de presión atmosférica; se recomienda un valor de 0,19 para regiones costeras y 0,162 para regiones internas. Sin embargo, puede utilizarse el valor medio de 0,17 para KT, se obtiene la expresión que suele encontrarse más comúnmente en la bibliografía, esta sería:

$$ET_0 = 0,0023 * (t_{med} + 17,78) R_0 * (t_{max} - t_{min})^{0,5}$$

Donde cada término fue explicado anteriormente.

Capítulo 4. Sistemas de Riego

Independientemente de la forma en la que se obtenga el agua para el riego, otro problema fundamental es distribuir esta agua sobre el terreno con una buena eficiencia y rendimiento. Una buena elección del sistema de riego puede traducirse en un mejor uso de los recursos lo que conlleva a un desperdicio menor. Esto debe sopesarse también con los costos de cada sistema, su inversión inicial y mantenimiento para así encontrar la solución más económica.

4.1. Riego por aspersión

Para el caso del relleno sanitario en el cual el riego no está destinado a un cultivo propiamente dicho sino más bien a una extensión de zacate y de caminos; este sistema de riego es el más adecuado a tomar en cuenta para la solución.

El riego por aspersión es ampliamente utilizado y conocido, ya que con frecuencia es utilizado a nivel doméstico y en áreas verdes de uso común. Esta técnica de riego suministra agua al terreno por medio de un conjunto de tuberías provistas de máquinas que arrojan el agua sobre el terreno de manera distribuida en un determinado radio alrededor de cada aspersor.

Dentro de los sistemas de riego por aspersión pueden reconocerse las siguientes categorías: sistemas móviles, sistemas semifijos, sistemas fijos y sistemas especiales. Los primeros tres son subdivisiones que contemplan el grado de movilidad del material de riego. A mayor movilidad del sistema se requiere mayor mano de obra para su empleo pero a la vez una menor inversión en infraestructura.

Los sistemas especiales corresponden a una diversidad de modalidades bajo patentes, las cuales presentan diferentes ideas de cómo trasladar mecánicamente el material de riego. Hay sistemas en los que la tubería se desplaza lentamente en dirección perpendicular a su eje (side-rolls); en otros sistemas las tuberías pivotan alrededor de un eje.

Algunas de las ventajas del riego con aspersores son las siguientes:

- No se necesita de un suelo nivelado para el riego
- Es uno de los mejores sistemas para adaptarse a suelos muy permeables
- Tiene una dosificación más rigurosa para riegos ligeros y eventuales
- Mejor aireación del agua

- Facilidad para el uso con caudales cortos

En cuanto a las desventajas se pueden mencionar:

- Costos altos de implementación
- Mala distribución del agua en presencia de fuertes vientos
- Traslado dificultoso de las tuberías en algunos casos

4.2. Riego por goteo

El riego por goteo consiste en la aplicación del agua al suelo por orificios pequeños. Los orificios están diseñados para suplir un caudal de 1 a 8 litros por hora. El caudal se determina según el tamaño de los orificios y la presión en la tubería.

El agua se aplica directamente al suelo a través de los goteros, en el área de influencia de las raíces, esto da un mayor aprovechamiento al agua suministrada y produce menos pérdidas por evaporación.

Estos sistemas deben contar con un filtro que elimine la materia en suspensión que amenace con obstruir los orificios y las tuberías. A menudo se emplean abonos líquidos en el agua de riego, esto facilita enormemente el abonado del cultivo.

Ventajas del riego por goteo:

- Reducción en la evaporación del suelo lo que reduce las necesidades de agua
- Se reducen costos de mano de obra ya que es un sistema completamente automatizado
- Adaptación fácil en terrenos rocosos con fuerte pendiente
- Permite el aporte controlado de nutrientes

Las desventajas de este sistema por otra parte son las siguientes:

- Coste de instalación muy elevado (emisores, tuberías, control)
- Uno de los mayores problemas del riego por goteo es el riesgo de obstrucción de los emisores. Esto puede generar un riego irregular.
- Propiamente los orificios también pueden taparse y generar irregularidades en el riego.

4.3. Diseño de Redes de Riego

Conociendo las opciones disponibles para sistemas de riego, debe ahora estudiarse propiamente el diseño de las redes de riego. Para la elaboración de esta sección se consultó al ingeniero Eduardo Gómez, experto en riego, del departamento de soluciones agrícolas de Mexichem.

Para grandes áreas de riego y plantaciones de una distribución continua (como es el caso del zacate) no se utiliza el riego por goteo. Además, los costos de mantenimiento también estarían muy por encima de los requeridos por un sistema de riego por aspersión, razón por la cual, se estudiará únicamente el diseño de este último.

Primero que nada debemos saber que cuando hablamos de aspersores estamos hablando de una máquina hidráulica que provoca una lluvia en una zona definida. Sin embargo, la lluvia generada no es uniformemente distribuida; el aspersor genera a lo largo de su radio de riego, franjas de mayor intensidad de lluvia.

Por este motivo, para lograr una mayor uniformidad en la distribución del agua, los aspersores deben traslaparse para así lograr que un aspersor cubra con sus franjas de mayor precipitación las zonas que el otro aspersor riega con menor intensidad. Existen diferentes arreglos para distribuir los aspersores como redes cuadradas o triangulares.

La buena uniformidad en el riego se traduce en un mejor aprovechamiento del recurso hídrico. Considerando el ejemplo de Río Azul, el zacate de la cobertura superficial necesita una lámina de riego de 6 mm. Si el riego es irregular, para que las zonas de menor intensidad lleguen a alcanzar la lámina de 6 mm las zonas de mayor intensidad habrán suplido una cantidad superior cuyo excedente será desperdicio. Las ecuaciones y cálculos que se muestran más adelante parten de que la distribución de aspersores genera una lluvia uniforme.

Otro aspecto importante a considerar para el diseño de una red de gran área, es la posibilidad de hacer turnos de riego. Esto consiste en dividir el área de riego en zonas que puedan independizarse hidráulicamente (mediante el uso de válvulas de cierre) para así regar un solo sector a la vez, generando un riego de un menor caudal durante un tiempo más prolongado. En caso de ser un riego por bombeo esto reduce la potencia de la bomba a utilizar; o bien en una red de riego por gravedad, reducirá los diámetros de la tubería principal.

Existe gran diversidad de aspersores con diferentes características. Varían en su tamaño, rango de presiones, caudales de trabajo, funcionalidad y por supuesto en su costo. Para efectos de diseño quizás los aspectos más importantes a considerar son las presiones de trabajo y los caudales.

Es importante señalar que cada aspersor provee un determinado caudal para la presión que se le asigne, esto se debe revisar en los catálogos del fabricante. Conociendo este caudal se pueden calcular los tiempos de riego.

Para calcular la precipitación generada por los aspersores se utiliza la siguiente ecuación:

$$h_i = \frac{Q}{3600 * A}$$

Donde:

h_i : precipitación generada en la red (mm/h)

Q : caudal del aspersor para la presión dada (l/s)

A : área de cada cuadrado de riego (o en caso de una red de arreglo triangular, área de cada triángulo de riego). (m²)

El área se calcula, según el arreglo:

$$A = S_Q^2 \text{ si se trata de red cuadriculada}$$

$$A = S_Q^2 * \frac{\sqrt{3}}{4} \text{ si se trata de un arreglo triangular}$$

Donde:

S_Q : separación entre aspersores

Ahora bien, conociendo la precipitación de los aspersores, el tiempo de riego puede calcularse como sigue.

$$t_r = \frac{L}{h_i}$$

Donde:

t_r : tiempo de riego (h)

L : lámina de riego (mm)

h_i : precipitación de la red de aspersores (mm/h)

Un cuidado que se debe tener a la hora de definir los caudales de riego es que estos no superen la infiltración básica del suelo. En otras palabras que no se entregue agua al terreno a una razón superior a la que este es capaz de absorberla.

Como se mencionó anteriormente, para cada presión asignada a un determinado aspersor, este distribuye un caudal determinado. Debido a esto es importante mantener un rango de presiones uniforme para que la red distribuya el agua uniformemente. Esto se logra a partir de válvulas reguladoras de presión.

Los reguladores de presión son accesorios diseñados para un rango de presiones de trabajo, los cuales generan una pérdida de presión tal que aseguran un valor fijo de presión aguas abajo (sin importar el valor de la presión aguas arriba).

Para efectos de presupuestar las tuberías de la red, es importante además tener claro como suelen distribuirse los diámetros. Primero existe una tubería principal (de diámetro más grande) la cual lleva el agua a tuberías más pequeñas llamadas laterales. De las laterales parten unas aún más delgadas llamadas divisoras. De las divisoras finalmente salen las tuberías más pequeñas a las cuales están conectados los aspersores.

4.4. Sobre la calidad del agua para los usos propuestos

El agua que puede utilizarse para el riego de caminos, zonas verdes así como para baños y lavado de maquinaria, debe tener una calidad evidentemente inferior al agua potable, pero si una calidad mínima para este fin. En nuestro país esta calidad esta normada por el reglamento de reuso y vertido de aguas residuales.

El Artículo 33 clasifica el reuso de aguas residuales según su uso. El tipo 1 mencionado en este artículo es el reuso urbano dentro del cual clasifica lo siguiente: "Riego de todo tipo de zonas verdes (campos de golf, parques, cementerios, etc.), lavado de automóviles, inodoros, combate de incendios, y otros usos con similar acceso o exposición al agua."

Cuadro 4.1. Tabla 9 reglamento de reuso y vertido de aguas residuales

Tipo de Reuso	Parámetros	
	DBO5,20 (mg/l)	Coliformes Fecales
Tipo 1	≤ 40	< 100
Tipo 2	-----	< 1000
Tipo 3	-----	< 100
Tipo 4	-----	< 1000
Tipo 5	-----	< 100
Tipo 6	≤ 40	≤ 1000
Tipo 7	≤ 40	-----
Tipo 8	-----	≤ 100

El Artículo 36 dice que cualquier agua residual que sea reusada deberá cumplir con las características fisicoquímicas y bacteriológicas establecidas en las Tablas 6 y 9 del Apéndice.

Cuadro 4.2. Tabla 6 reglamento de reuso y vertido de aguas residuales.

Parámetro	Límite Máximo
Grasas/Aceites	30 mg/l
Potencial hidrógeno	5 a 9
Temperatura	15°C a 40°C
Sólidos Sedimentables	1ml/l
Materia Flotante	Ausente
Mercurio	0,01 mg/l
Aluminio	5 mg/l
Arsénico	0,1 mg/l
Bario	5 mg/l
Boro	3 mg/l
Cadmio	0,1 mg/l
Cloro residual	1 mg/l
Color	50
Cromo	1,5 mg/l
Cianuro total	1 mg/l
cianuro libre	0,1 mg/l
cianuro libre en el cuerpo del agua fuera del área de mezcla	0,005 mg/l
cianuro disosible en ácido débil	0,5 mg/l
Cobre	0,5 mg/l
Plomo	0,5 mg/l
Estaño	2 mg/l
Fenoles	1 mg/l
Niquel	1 mg/l
Zinc	5 mg/l
Plata	1 mg/l
Selenio	0,05 mg/l
Sulfitos	1 mg/l
Sulfuros	25 mg/l
Fluoruros	10 mg/l
Sumatoria de los compuestos organofosforados	0,1 mg/l
Sumatoria de los carbamatos	0,1 mg/l
sumatoria de Iso compuestos organoclorados	0,05 mg/l
sustancias activas al azul de metileno	2 mg/l

Capítulo 5. Información del sitio

En este capítulo se compila la información del sitio necesaria y complementaria para el diseño del sistema de captación de agua pluvial. Se resumen así las características topográficas, hidrológicas, geotécnicas, sanitarias y de demanda de agua; esto completa la información básica necesaria para proceder con el diseño final.

5.1. Demanda de Agua

La demanda de agua estará directamente relacionada con el volumen y la magnitud del sistema de captación necesario para suplirla. La demanda no es exclusivamente la producida por el riego; pese a ser esta la demanda que origina este trabajo, es de antemano sabido que abastecer para el riego las más de 40 hectáreas de zacate, se necesitaría un sistema demasiado grande.

Por esta razón es conveniente estudiar la demanda de agua en otro tipo de usos como los baños y la limpieza de maquinaria, cuyas demandas puedan llegar a ser suplidas al cien por ciento por un sistema menos pretencioso.

Dependiendo de la factibilidad y volumen posible de almacenamiento, puede desviarse la atención del riego hacia un uso menos demandante.

5.1.1. Demanda de riego

El área del relleno es de 41,57 hectáreas cubiertas en su mayoría por zacate. Se habla de que son casi 40 hectáreas de césped. Actualmente en el relleno en la época seca lo que se acostumbra es abonar fuertemente el zacate al inicio de la temporada para que así resista sin riego adicional hasta que vuelva la época lluviosa.

Esta condición no es sana para la planta, por lo que idealmente deben hacerse al menos dos riegos semanales. Considerando que el zacate necesita 6 L/m² de agua para su riego, el volumen bruto a captar se calcula como sigue:

$$\text{Demanda Riego} = 6 \text{ l/m}^2 * 400000 \text{ m}^2 * 8 \text{ riegos/mes} = 19200 \text{ m}^3/\text{mes}$$

Este volumen es exageradamente alto. Para los tres meses secos de interés (Enero, Febrero y Marzo) se tendría una demanda de 57600 m³.

5.1.2. Demanda de servicios sanitarios

En lo que se refiere al gasto de agua debido al uso de un servicio sanitario, AyA en un boletín sobre el consumo de agua en una casa, afirma que el uso normal de un sanitario por una persona es de dos veces por día. Cada vez que se jala el sanitario consume un promedio de 10 litros.

De acuerdo con el ingeniero de la WPP encargado del cierre técnico, Ricardo Triana, los 10 servicios sanitarios existentes en Río Azul sirven a 50 funcionarios. De esta manera la demanda de agua de servicios sanitarios puede calcularse: $50 \text{ personas} * 2 \text{ usos/persona} * 10 \text{ litros/uso} = 1000 \text{ litros/día}$

La demanda por uso de servicios sanitarios promedio puede estimarse en $30,0 \text{ m}^3/\text{mes}$.

5.1.3. Demanda de lavado de maquinaria

Actualmente la maquinaria con la que cuentan en el relleno consiste en un tractor, dos retroexcavadores y dos pick-ups. Esta maquinaria se debe lavar una vez por semana.

Cuando el lavado de un auto se realiza con manguera se gastan en promedio 500 litros de agua. Este valor puede tomarse para los pick-ups y considerando que los retroexcavadores y el tractor requieren el agua necesaria para dos vehículos, podemos suponer una demanda de agua de 4000 litros semanales lo que significa 16 m^3 mensuales.

5.1.4. Demanda de humedecimiento de caminos

En el relleno sanitario Río Azul los 3 km de caminos se riegan una vez cada dos días durante la época seca. Considerando que su riego necesite unos 5 l/m^2 (para una altura de agua de 5 mm) y que el ancho promedio del camino son 6 m, la demanda de riego mensual se calcula:

$$3000m * 6m * 5 \text{ l/m}^2 * 1 \text{ vez/2 dias} * 30 \text{ dias/mes} = 1350 \text{ m}^3/\text{mes}$$

5.1.5. Demanda total

A modo de resumen se puede tabular la información sobre las distintas demandas que pueda tener el agua pluvial captada. Esta información se muestra en el cuadro 4.1.

Cuadro 5.1. Demanda de Agua

Demanda	Volumen (m ³ /mes)
Riego	19200
Sanitarios	30
Lavado Maquinaria	16
Caminos	1350
Total	20596

Fuente: Autor

Es importante reiterar que el proyecto no pretende cumplir con toda esta demanda de agua, sin embargo es importante caracterizarla para así analizar cuáles de estas demandas podrán verse suplidas por el volumen captado ya sea parcial o completamente.

5.2. Características físicas del terreno

El relleno sanitario se instaló en la ladera noroeste del cerro Asilo, las pendientes de este sitio se modificaron con el fin de suavizarlas generando terrazas que fueran más estables y aptas para el relleno. En la figura 5.1 se aprecia el contraste de morfología de la ladera alterada y de la ladera sureste, la cual ha seguido su proceso natural y presenta pendientes más pronunciadas.



Figura 5.1: Laderas del relleno

Fuente: ProGAI 2007

Utilizando las curvas de nivel trazadas por la WPP, se realiza un análisis de pendientes mostrado en la figura 5.2 con su respectiva escala de colores.

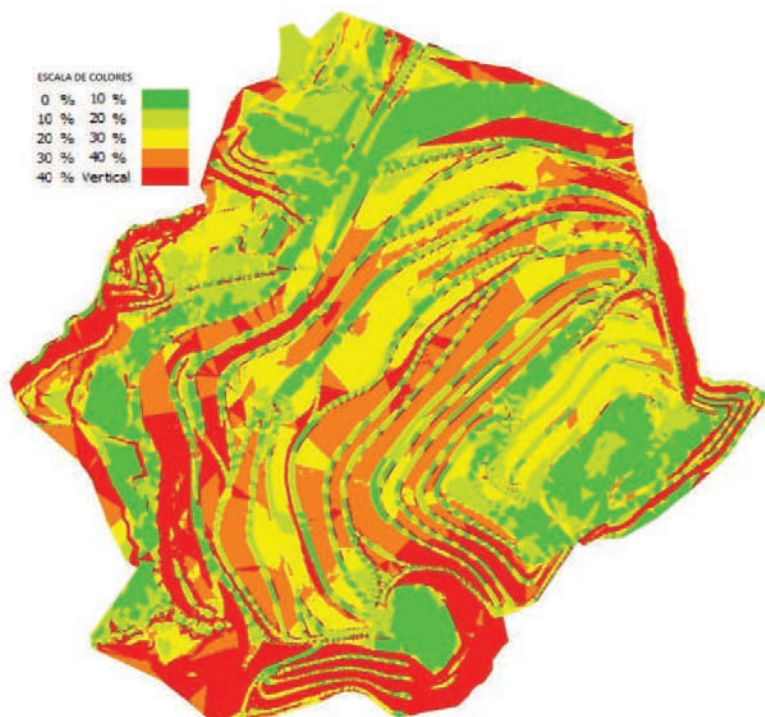


Figura 5.2. Análisis de pendientes
Fuente: Autor

La información de la figura 5.2 puede complementarse con el cuadro 5.2 tomado del informe de diagnóstico de cierre del 2007 que tabula esta información.

Se puede observar que el terreno pese a tener terrazas con poca pendiente posee laderas de pendientes fuertes de hasta más de 60%. Estas áreas han sufrido deslizamientos y son muy propensas a la erosión. La estabilización de algunos de estos taludes sigue siendo un tema delicado y discutido en las obras de cierre de Río Azul.

Cuadro 5.2 Áreas para cada rango de pendientes

Pendientes (%)	Area(ha)	Area relativa (%)
0 a 15	11,9	29%
15 a 30	15,9	38%
30 a 45	9,6	23%
45 a 60	2,3	7%
más de 60	1,8	4%
Total	41,6	100%

Fuente: ProGAI, 2007

Se puede estimar una pendiente media de la ladera de una manera aproximada y conveniente para este trabajo. Mediante trazar una línea entre el inicio de la ladera hasta el fin de esta en la parte central del relleno (en dirección Noroeste-Sureste) y dividirlo entre la diferencia de elevaciones entre estos dos puntos y de esta manera se obtiene una pendiente media de un 22% propiamente en la ladera del relleno. Este valor será útil para consideraciones iniciales.

5.3. Características hidrológicas

En el informe de diagnóstico del cierre técnico de Rio Azul se muestra el promedio mensual de algunos elementos climáticos. Estos se muestran en el cuadro 4.3. Como se puede apreciar la variación de las precipitaciones es muy alta con valores de 16 mm para marzo y de hasta 250 mm en octubre.

Cuadro 5.3. Elementos climáticos promedio mensuales

Elementos climaticos	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Precipitacion (mm)	31,2	20,4	16,0	44,1	185,6	202,9	127,8	151,3	250,6	251,8	114,4	57,9
Temperatura maxima (C°)	22,8	23,7	24,8	25,5	25,7	25,3	25,3	24,7	25,0	25,4	25,0	23,8
Temperatura Minima (C°)	13,0	12,9	13,0	13,8	14,3	14,4	14,4	14,2	14,0	14,0	14,1	13,7
Temperatura Media (C°)	17,9	18,3	18,9	19,6	20,0	19,8	19,8	19,4	19,5	19,7	19,5	18,7

Fuente: ProGAI, 2007

5.4. Problemas de estabilidad de taludes

La caracterización de esta problemática de estabilidad de taludes se describe a través de una zonificación realizada en el informe de ProGai en el cual se definen las siguientes zonas.

a. Zonas de pendiente menor a los 15°: corresponde al sector de los taludes Norte y Noroeste del relleno. En esta zona no se observan problemas de estabilidad en los taludes.

b. Zonas con un ángulo de inclinación entre los 15° y 30°: corresponde al sector Sur y Sureste del área de estudio. Presenta problemas de estabilidad hacia el Sur de la zona. La inestabilidad se puede asociar a un exceso de humedad en los materiales que

conforman el terreno; otra razón puede ser el colapso en algunos puntos del talud a causa del asentamiento diferencial que experimenta el depósito.

c. Zonas de pendiente fuerte entre 30° y 45°: Comprende un área al sureste del relleno. No presenta indicios de movimientos, pero no cuenta con la apropiada cobertura vegetal lo que permite la infiltración de agua y esto puede llegar a generar inestabilidad.

d. Zonas de pendiente muy fuerte con inclinaciones mayores a 45°: corresponde al talud perimetral que está a lo largo del costado Este y Sureste del relleno. En este talud existen pendientes de hasta un 200%.

5.5. Obras Pluviales Existentes

Actualmente el relleno cuenta con obras para la evacuación de pluviales. Esta red de canales y tuberías desfoga la escorrentía del relleno en la quebrada Churuca al Oeste del relleno. El sistema está compuesto principalmente por tres canales (norte, sur y central) los cuales legan en dos tubos distintos al desfogue ya que justo antes de este punto el canal norte se une con el canal sur.

Al encargarse estas obras de recoger el agua pluvial del sitio, es importante conocer su diseño y distribución para utilizarlas, de ser posible, como parte del sistema de captación. Siendo ya estas obras un sistema de captación en sí mismas, pueden simplemente desviarse hacia un embalse y aprovechar la escorrentía captada por las mismas.

La figura 5.3 muestra la distribución en planta de los pluviales existentes. En color verde, se muestran curvas de nivel del terreno; en color fucsia, el lindero de la propiedad; en gris, los caminos y en color celeste los canales de pluviales.



Figura 5.3. Obras existentes de pluviales
Fuente: WPP

5.6. Calidad del agua en los desfuegos de pluviales

Debido a que se pretende utilizar las estructuras de evacuación de pluviales existentes en el relleno, se tomaron unas muestras de agua en el desfogue de los pluviales con el fin de analizar la calidad de agua en este punto. Los resultados de los análisis de las muestras se muestran a continuación:

Cuadro 5.4. Calidad de agua

Parámetro	Canal Norte (2 en 100 ml)	Canal Sur (2 en 100 ml)
Nitrito	0,375 mg/l	0,343 mg/l
Nitrato	0,10 mg/l	0,09 mg/l
Amonical	1,98 mg/l	1,55 mg/l
Cu	26,84 ppb @16,7 C°	----
Pb	30,80 ppb @ 19,6 C°	----
Cd	24,33 ppb @ 19,6 C°	----
Hg	----	< L.O.D
DBO (Rango 0-800)	276 mg/l	287 mg/l
DQO (Rango 20 a 1500 ppb)	----	196 mg/l

Fuente: Autor

Debido a que a esta zona llega agua que se ha infiltrado superficialmente en el suelo, debe existir presencia de lixiviados en las muestras tomadas. Las muestras fueron tomadas en

época seca ya que para la calidad del agua esta es la época más crítica, esto debido a que los lixiviados presentarían el menor grado de dilución en la muestra.

Si se comparan estos valores con los exigidos por el reglamento de reuso y vertido de aguas residuales (ver la sección 4.4 de este documento), se puede comprobar que cumple con la mayoría de los parámetros exigidos.

Únicamente el DBO está por encima de los valores exigidos. Sin embargo hay que recordar que las muestras que se examinaron en este ensayo se tomaron en un día de verano en el cual no había llovido, por lo que el agua recolectada tiene una concentración de contaminantes alta.

Debido a estas muestras se recomienda que el agua sea captarse en época lluviosa o durante eventos lluviosos de la época seca para así asegurar una mayor dilución de los contaminantes. Es importante resaltar que estos cálculos se basan exclusivamente en una muestra por lo que no pueden ser concluyentes y deben realizarse más análisis de calidad de agua si se desea emitir un criterio válido.

5.7. Otros datos de precipitaciones.

Los datos mostrados en el cuadro 5.3 son los correspondientes a la estación meteorológica de Aranjuez. Estos son los datos utilizados en el informe de cierre técnico realizado por ProGAI y por esta razón, los utilizados en los cálculos y estimaciones de este trabajo.

Sin embargo pueden afinarse más los datos de precipitación utilizando otras estaciones cercanas. A continuación se muestran en los cuadros 5.5 y 5.6 se muestran precipitaciones promedio mensuales para la estación meteorológica Istarú (Latitud: 09°53" N; Longitud: 83°58" O) y para un pluviómetro ubicado en Monterrey, Aserrí (Latitud: 09°45" N; Longitud: 84°06" O)

Cuadro 5.5. Precipitaciones promedio mensuales estación Istarú

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Precipitación (mm)	28,6	12,8	16,0	30,6	207,8	161,8	176,7	163,5	281,3	362,8	173,8	56,7

Fuente: IMN

Cuadro 5.6. Precipitaciones promedio mensuales pluviómetro Monterrey, Aserrí

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Precipitación (mm)	3,8	30,4	33,8	129,7	448,5	421,8	272,0	376,2	418,3	592,6	252,7	16,1

Fuente: IMN

Capítulo 6. Análisis de Sitio

En esta sección se analizará la demanda de agua del sitio y como puede responderse a esta necesidad tomando en cuenta la morfología del sitio para así establecer un área del relleno que pueda destinarse a la construcción del embalse.

Como primer paso de análisis de la información del sitio, es importante reconocer que el volumen requerido para riego es demasiado grande y el relleno no cuenta con un sitio que pueda destinarse a almacenar una cantidad similar.

Por esta razón se desvía la atención hacia la segunda demanda más exigente, la del humedecimiento de caminos. Esta demanda representa también un volumen importante, y tiene además la necesidad de riego que puede ser resuelta con una red de riego por aspersión que se enfoque en el riego de los caminos.

6.1. Sobre el sitio de almacenamiento

Primeramente resulta tentador encontrar algún punto del relleno que posea una elevación media y que tenga un área propicia para el almacenaje. Encontrar un área con estas características sería lo ideal para el almacenamiento. En un nivel de altura media se asegura que gran parte del área se pueda suplir por gravedad a las zonas menos elevadas y disminuye el bombeo a las partes altas; pero a su vez posee un área aguas arriba cuya escorrentía puede ser captada.

En la búsqueda de ésta área en el levantamiento topográfico del relleno, en las elevaciones medias del relleno las pendientes son demasiado pronunciadas como para ofrecer un sitio estable para el embalse. En el sector sureste sin embargo, existe una gran área que podría resultar adecuada para el almacenamiento.

Este sector más de 6 000 metros cuadrados de área tiene una pendiente entre 5% y 10%, posee además un área aferente suficiente para captar un volumen que llene el embalse. Sin embargo cuando se consultó sobre la posibilidad de utilizar esta zona el ingeniero Ricardo Triana (ingeniero de la empresa WPP, encargada de las obras de cierre) refutó esta proposición ya que en los taludes que rodean esta área se tienen pensadas obras para su estabilización.

En la topografía se observa que además del área mencionada anteriormente no existe ninguna otra zona que cumpla con los requerimientos del área de almacenaje. Por este motivo el embalse deberá ubicarse al pie del talud principal del relleno.

Dada entonces esta condición, un área tentadora para evaluar es la de una pequeña laguna de retención que se encuentra en el sector noreste del sitio. Esta laguna resulta conveniente no solo por el ahorro en el volumen de excavación sino también porque se encuentra muy cerca al desfogue de los canales de pluviales del relleno. Estos canales podrían aprovecharse para la recolección del agua y desviarlos en este punto hacia la laguna.

La laguna está en una ubicación tal que resulta cómodo intervenir tanto en el canal central de pluviales como en el canal norte. Estos dos canales transportan la esorrentía de 16,2 hectáreas aproximadamente. Con la esorrentía de esa área es posible recolectar agua suficiente para cumplir con todas las demandas (esto se demostrará en cálculos de secciones posteriores).



Figura 6.1. Área de almacenamiento

Fuente: Autor

La figura 6.1 muestra el área rechazada debido a las obras de estabilización de taludes y el área de la laguna que puede ser utilizada para almacenamiento. En una medición aproximada realizada en el campo, se estimaron las dimensiones de la laguna en 52 m x 25 m.

Existe otra área al pie del talud cuya topografía también permitiría su uso como embalse. Es el área que se encuentra al suroeste de las canchas de baloncesto y pese a ser extensa y bastante plana en este sitio tendría que excavarse la totalidad del embalse y realizar obras mucho más complejas para transportar el agua captada hasta este punto.

Ahora bien en lo que se refiere al aprovechamiento que se puede dar al sistema de pluviales actual, en la esquina sureste de la laguna se encuentra la caja donde se une el canal central con el canal norte.

Si se revisan las precipitaciones mensuales se observa que existen tres meses críticos: Enero, Febrero, y Marzo con precipitaciones inferiores a los 40 mm. Luego siguen Abril y Diciembre cuyas precipitaciones son de 44 mm y 58 mm respectivamente y finalmente los demás meses con una precipitación entre 100 mm y 250 mm mensuales.

Debido a que el volumen requerido para riego es exageradamente grande, el proyecto puede entonces aspirar a suplir la segunda demanda de mayor volumen, la demanda de humedecimiento de caminos.

Un primer análisis se puede realizar considerando que la demanda de agua pluvial para humedecimiento de caminos es un poco menor que la calculada en el capítulo anterior. La demanda de 1350 metros cúbicos mensuales se realizó considerando que necesitará regarse los caminos cada 2 días, sin embargo se originan en los meses secos eventos lluviosos que pueden aliviar la demanda de volumen a captar.

Si consideramos que en cada riego los caminos necesitan 5 mm de agua, para un mes con riego de día de por medio se necesitan 75 mm de agua para conservarse húmedos.

Si a esta necesidad de los 75 mm mensuales restamos la precipitación que cae en esos meses obtendremos un déficit el cual será el que debe ser cumplido por el volumen captado. Estos déficits darían mes a mes como se muestra en el cuadro 6.1.

Cuadro 6.1. Déficit mensuales de agua para el riego de caminos

Mes	Ene	Feb	Mar
Precipitación (mm)	31,2	20,4	16
Deficit (mm)	43,8	54,6	59
Deficit total (mm)	157,4		

Fuente: Autor

Este déficit de 157,4 mm, para los 12 000 m² de caminos, representa un volumen bruto de 1 890 m³ a para solventar la totalidad de esta demanda.

Los cálculos de la demanda pueden resultar muy poco conservadores, pero de todas maneras el objetivo de este sistema de captación será el humedecimiento de caminos, por lo que no hay ningún daño o pérdida importante si falta un poco de agua a final del último mes.

6.2. Sobre el desvío de las obras de pluviales existentes

Como se mencionó en la sección anterior la laguna seleccionada para el almacenamiento, se encuentra cercana al desfogue de pluviales por lo que puede captarse la escorrentía captada por el canal principal norte y el canal central y desviarse hasta la laguna. En la figura 6.2 se muestra la posibilidad de este desvío.

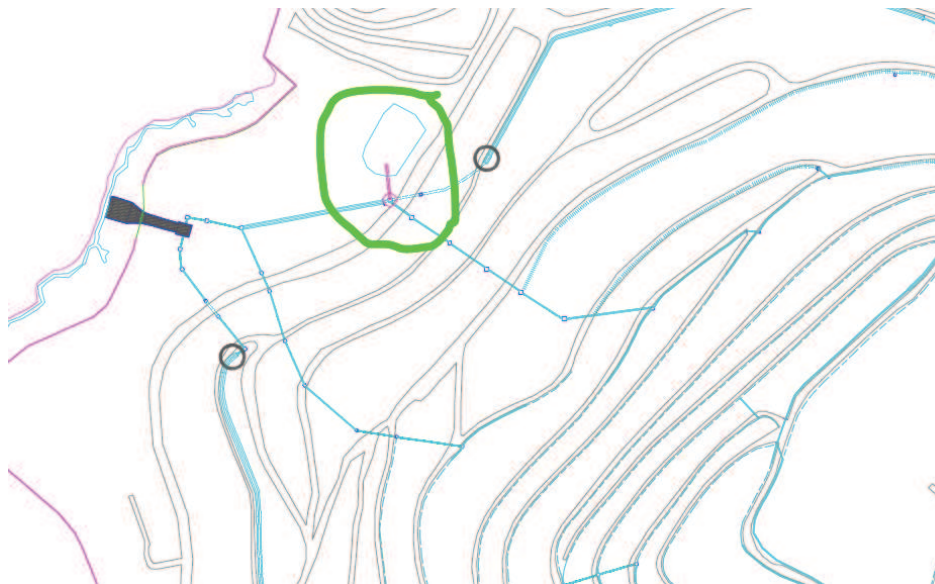


Figura 6.2. Desvío de pluviales
Fuente: Autor

En la figura 6.2 se señala con color verde la zona donde se realizará el desvío de los pluviales. En la figura el color celeste representa las estructuras de pluviales existentes. Se puede ver en la zona resaltada un círculo magenta que señala la caja de registro que puede ser interceptada en la cual se juntan los canales Norte y central. La longitud de tubería a instalarse para realizar el desvío (también señalada en color magenta) tendría una longitud menor a 20 m.

Ahora bien, el área aferente que estaría siendo captada sería obviamente la que capta la parte norte y la parte central. Esta área se muestra en la figura 6.3.



Figura 6.3. Área captada
Fuente: Autor

Esta área que puede ser captada se muestra en color rojo en la figura 6.3 y se estima en 16,5 hectáreas.

6.3. Sobre el potencial de captación para el embalse

Teniendo ya considerada el área de captación, lo que se necesita para calcular el volumen posible a captar es la precipitación de los meses lluviosos y el coeficiente de escorrentía.

En el cuadro 5.3 se presentaron los datos de precipitaciones promedio mensuales si tomamos la precipitación de los meses lluviosos (de mayo a noviembre) y sumamos las lluvias de estos meses, se obtiene un total de 1284 mm de lluvia.

En lo que se refiere al coeficiente de escorrentía, podemos tomar como valor de C el valor que ofrece el libro "elementos de diseño para acueductos y alcantarillados" de López Cualla para laderas protegidas con vegetación el cual es de 0,3.

Ahora bien, el volumen potencial a captar será el producto de estas tres cantidades:

$$V = C * A * pp = 0,3 * 16,5 \text{ ha} * 1284 \text{ mm} = 63558 \text{ m}^3$$

El valor de 63 558 m³ es suficiente para cumplir incluso con la demanda total (incluyendo el riego). Es importante notar que el potencial de captación que se tiene interviniendo las obras de pluviales existentes es excelente. El verdadero problema es que no existe un sitio en el relleno donde se pueda colocar un embalse de tal volumen.

6.4. Sobre la red de riego

Tomando en cuenta las necesidades del relleno así como los principios de diseño de una red de riego (mencionados en la sección 4.3) el ingeniero especialista en riego Eduardo Gómez, recomendó utilizar aspersores impacto (martillo).

Debido a que las presiones de trabajo de estos aspersores están entre 20 y 50 metros, se deberá contar con un tanque en las cotas superiores del relleno que alimente la red de riego. Además se deberán tener reductores de presión a lo largo de la red para que los aspersores menos elevados no tengan presiones excesivas.

Capítulo 7. El Diseño y sus cálculos.

7.1. Embalse de almacenamiento

Considerando que la lámina del riego para el humedecimiento de los caminos es de 5 mm, para los 18 000 m² de caminos, se necesitarían 90 m³ de agua para cada riego. De los totales 1350 m³ que necesita cada mes se calcularon unos déficits de riego para los meses secos (Enero, Febrero y Marzo). Dado el volumen necesitado para cada mes, podemos calcular la cantidad de riegos necesaria para suplir las necesidades de cada mes (Esto dividiendo el déficit entre los 5 mm de cada riego y tomando la parte entera del valor obtenido).

Cuadro 7.1. Volumen Demandado

	Enero	Febrero	Marzo
Deficit	43 mm	54 mm	59 mm
Riegos Necesarios	8,6	10,8	11,8
Riegos a realizar	9	11	12
Volumen	810 m ³	990 m ³	1080 m ³
Volumen total	2880 m ³		

Fuente: Autor

Ahora para calcular el volumen total a almacenar, es necesario considerar las pérdidas por evapotranspiración. Se calcularán entonces, las pérdidas que se dan en los meses de Enero Febrero y Marzo ya que se supone que se llenará el embalse anticipando estos meses.

Utilizando la fórmula: $ETO = 0,0023 * (t_{med} + 17,78) R_o * (t_{max} - t_{min})^{0,5}$

Y procesando los datos de los diferentes meses, obtenemos:

Cuadro7.2. Evapotranspiración total

	ENE	FEB	MAR
Tmax	22,8	23,7	24,8
Tmin	13	12,9	13
Tmed	17,9	18,3	18,9
Ro (MJ*m ⁻² *d ⁻¹)	13,0	14,1	15,1
Eto (mm/día)	10,5	12,6	15,0
Eto (mm/mes)	324,5	353,2	464,6
Total (mm)	1142,3		

Fuente: Autor

En la laguna que se piensa utilizar para el área de almacenamiento se puede asumir que el área superficial del posible embalse a construir sería de 1250 m². Siendo esta el área superficial, podemos transformar las pérdidas de 1142 mm a 1428 m³.

De esta manera tomando en cuenta las pérdidas así como la demanda de agua, el volumen a captar 4308 m³. Por esta razón para el embalse de 1250 m² se debe dar una profundidad media de 3,5 m.

Cuando se utiliza plástico para impermeabilizar embalses, se utilizan diferentes geosintéticos para asegurar impermeabilidad y durabilidad. El plástico propiamente impermeabilizante es una geomembrana la cual en proyectos de relleno sanitario se acostumbra utilizar una de 1,5 mm de espesor. Para proteger esta geomembrana se acostumbra además colocar un geotextil no tejido a ambos lados de la membrana a manera de "emparedado" (ver anexo 2). Para la construcción del embalse deberán realizarse estudios de suelos en este sitio específico para establecer los taludes para la excavación del mismo. Debe además levantarse una topografía más detallada de la laguna para realizar entonces el diseño detallado.

Para los costos de esta parte del diseño deberán considerarse 4000 m³ de excavación y 1850 m² de geomembrana y 3700 m² de geotextil no tejido.

7.2. Desvío de los pluviales existentes.

Como se mencionó en el análisis de sitio, se realizará un desvío desde una caja de registro de las obras de pluviales existentes. La longitud aproximada de la caja al sitio donde se colocará el embalse es de 20 metros y hay un desnivel (favorable para la conducción) de 2 metros. Esto establece una pendiente de terreno del 10% para el tramo de tubería que deba ser colocado.

Incluso considerando que el fondo de la caja tenga 1 m de profundidad y que se realice la llegada al embalse de manera casi superficial, la pendiente sería de 5%.

Ahora para calcular el caudal que deba ser transportado con esta tubería, necesitamos estimar una intensidad aproximada para proponer un diámetro. Para esto puede utilizarse la fórmula que utiliza AyA para la provincia de San José:

$$i = 116,1 - (29,6 * \ln(tc)) + (20,3 - (2,279 * \ln(tc))) * \ln (T)$$

Donde:

tc: es el tiempo de concentración (minutos)

T: período de retorno del diseño (años)

Como la tubería a diseñar no es parte de las obras de evacuación de pluviales podemos proponer un período de retorno de unos 2 años y un tiempo de concentración de 10 minutos. Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se obtiene una intensidad de 108 mm/h.

Ahora utilizando esta intensidad y el valor de 0,3 para el coeficiente de escorrentía y el área aferente de 16,5 hectáreas se obtiene el caudal de diseño mediante el método racional ($C \cdot i \cdot A = Q$). El caudal calculado es de 1,48 m³/s.

Ahora bien con la pendiente de 5% el diámetro comercial que se ajustaría para el transporte de este caudal es el de 750 mm utilizando la fórmula de Hazzen-Williams para los datos anteriores. Como se mencionó anteriormente habría que colocar aproximadamente 20 m de esta tubería para realizar el desvío.

El trabajo a hacer propiamente en la caja de registro para realizar este desvío tendría dos opciones. Una opción es simplemente tener un sistema de compuertas para habilitar la tubería hacia el embalse e inhabilitar la tubería hacia el desfogue. Otra posibilidad es tener ambas habilitadas pero que la tubería que llega salga a un nivel más bajo en la caja de registro de tal manera que si se sobrepasa la capacidad del desvío, las aguas se evacúen de la forma que lo hacen actualmente.

La segunda opción parece ser un poco más funcional, sin embargo será recomendable además colocar un sistema de cierre (una compuerta) para que cuando el embalse este lleno se corte el paso de la tubería de desvío para evitar rebalses.

7.3. La red de riego

La red de riego estará principalmente constituida por aspersores de martillo aunque en las elevaciones más altas se colocarán Wobblers los cuales son mecanismos de aspersión que requieren una presión de trabajo menor. Ahora bien para definir qué zonas estarán cubiertas con Wobblers y cuales por aspersores de impacto (martillo), es preciso definir cuales caminos serán los que se regarán con esta red de aspersión.



Figura 7.1. Wobblers y Martillos
Fuente: Senninger Irrigation Inc.

En la lámina de topografía se identificaron al menos 3 km que constituyen los caminos más importantes para los que entonces se diseñará la red. Los caminos que se incluyen dentro de la red de riego se muestran en color verde en la figura 7.1.

Ahora bien, los Wobblers tienen presiones de trabajo que oscilan entre los 10 mca y 20 mca; los aspersores de impacto tienen presiones de trabajo entre los 20 mca y los 40 mca. Debido a que existe área de caminos en las cotas más altas del relleno, se necesitará un tanque elevado para suplir los aspersores más altos.

Se utilizará entonces el tanque elevado para suplir wobblers que se colocarán en el área de caminos que se encuentre en los primeros 15 metros de mayor elevación (lo que involucraría al área de caminos comprendida entre las cotas 1350 y 1335). Los caminos más elevados tienen una longitud de 170 metros que representa, para un ancho de camino de 6 m y una demanda de 5 mm, un volumen de 5,1 m³ de agua que deberá poder almacenar el tanque elevado.



Figura 7.2. Caminos Principales
Fuente: Autor

Ahora evaluando lo que se refiere a los caudales, los wobblers para el rango de presiones que se mencionaron con anterioridad pueden trabajarse para un caudal alrededor de 200 l/h. Para estas condiciones estos aparatos ofrecen un radio de cobertura de 6 m.

Una recomendación dada por los ingenieros especializados en riego es la de separar a un radio de distancia los aspersores, esto con el fin de dar una cobertura uniforme. Por estas razones la distribución de los wobblers a lo largo del camino se realizará como lo muestra la figura 7.3.

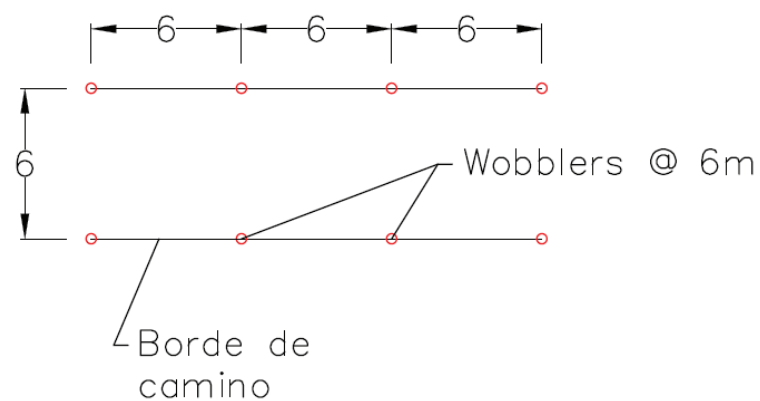


Figura 7.3. Distribución de los Wobblers
Fuente: Autor

Dada esta geometría para la distribución de los wobblers, puede calcularse la precipitación generada en el camino, y una vez obtenido este valor puede calcularse el tiempo de riego. La precipitación generada por los aspersores se obtiene al dividir el caudal generado por un aspersor entre el área del cuadrado:

$$h_i = \frac{Q}{A} = \frac{200 \text{ l/h}}{36 \text{ m}^2} = 5,55 \text{ mm/h}$$

Ahora bien con la precipitación de 5,55 mm/h para realizar un riego de 5 mm se necesitarían 54 minutos de riego. Este será entonces el tiempo de riego para los wobblers.

Refiriéndose ahora a los aspersores de martillo, estos tendrán para la presión de trabajo (y según los aspersores que se utilizarán) un caudal de 730 l/h y tendrán un radio de cobertura de 12 m. como el ancho de camino es de solo 6 metros se hará una especie de red triangular como se muestra en la figura.

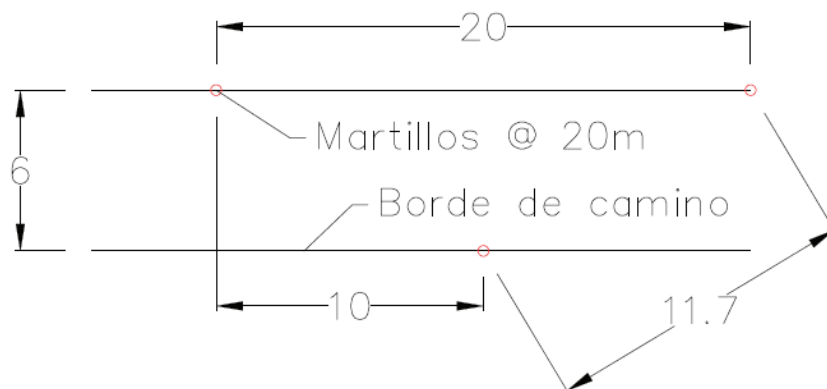


Figura 7.4. Distribución de Martillos
Fuente: Autor

Con la geometría mostrada los aspersores alternados a cada lado de la calle tendrían una separación de 11,7 m (cercana al radio de cobertura del aspersor) y se genera entonces una red triangular con 60 m^2 de área. La precipitación generada por los aspersores sería de 12,7 mm/h (siguiendo los cálculos realizados para la red de wobblers); esto llevaría a su vez a un tiempo de riego de 25 minutos para los aspersores de martillo.

Como puede observarse con estos primeros cálculos, los tiempos de riego son bastante cortos, esto debido a que el caudal de los aspersores de martillo es relativamente alto, esto presenta un inconveniente, en términos económicos, para la red ya que aumentará los diámetros requeridos de tubería.

Para disminuir los requerimientos de la red y reducir un poco los diámetros de tubería requeridos, no se realizará el riego de toda el área al mismo tiempo. Se definirán turnos de

riego independizando hidráulicamente ciertas zonas de la red (esto con válvulas de cierre) para bajar el caudal demandado. Es importante tampoco llevar esta solución al extremo ya que se puede incurrir en el diseño de una red de diámetros pequeños pero de una operación mucho más complicada.

Con la ayuda del programa EPANET se definieron cuatro turnos de riego uno para los aspersores tipo wobbler de las elevaciones más altas, otro para los aspersores de martillo de las elevaciones más altas, un tercero para los aspersores de martillo de las elevaciones medias, y un último turno de riego para los aspersores de martillo de las elevaciones más bajas.

El software EPANET fue de gran ayuda para el diseño preliminar de esta red (tuberías principales y secundarias) para revisar que las presiones fueran las necesarias para el buen funcionamiento de los aspersores.

La figura 7.5 muestra la red definitiva. Los diámetros se muestran en una escala de colores: celeste para diámetros de 1,5 pulg, verde para los diámetros de 2 pulgadas, mostaza para los diámetros de 2,5 pulg, y rojo para los diámetros de 3 pulg. También se muestran dos válvulas en el dibujo que representan válvulas reguladoras de presión.

En esta primer figura (figura 7.5) no se muestran valores de presiones para los nodos debido a que en condiciones de flujo no estarán habilitadas todas las tuberías. En las figuras 7.5; 7.6; 7.7 y 7.8 se muestran las condiciones de flujo para los diferentes turnos de riego. En cada una de estas figuras se muestran solo las tuberías que están habilitadas. Los nodos también contarán con un código de colores en el cual el verde es el rango ideal de presiones para el riego (dependiendo del tipo de aspersor), el amarillo será un rango de presiones superior al idóneo pero que sigue siendo aceptable, el celeste es un rango de presiones inferior pero aceptable; por último el rojo es un rango de presiones excesivas y el azul un rango de presiones insuficientes.

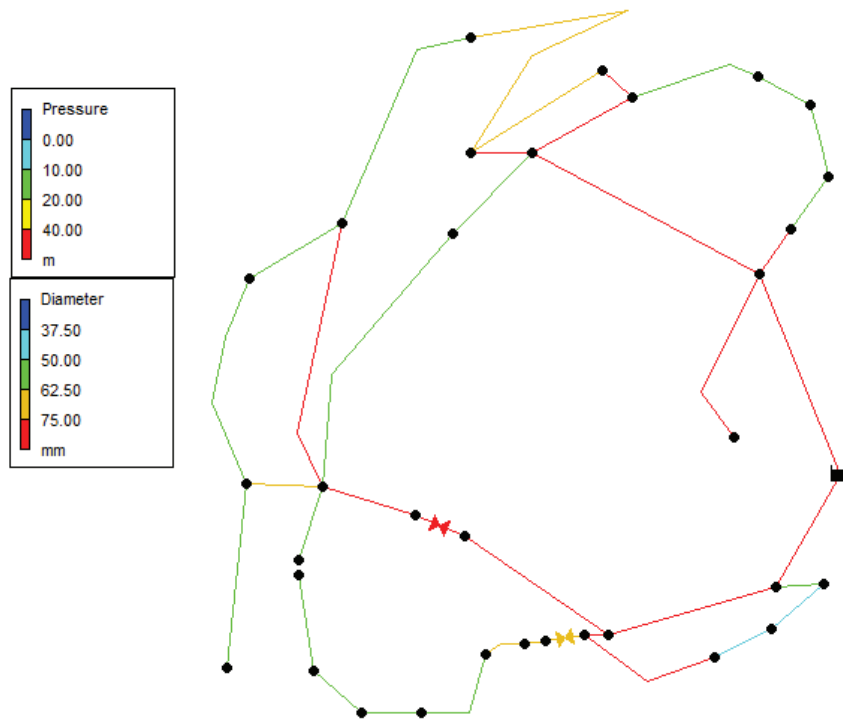


Figura 7.5. Red de riego
Fuente: Autor

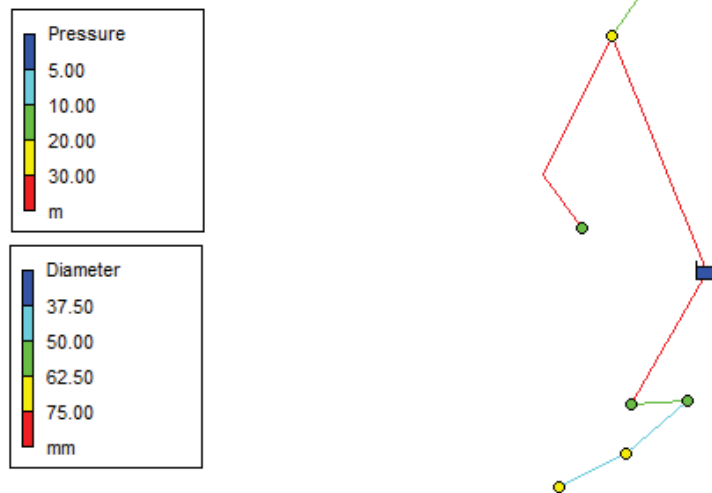


Figura 7.6. Presiones para los Wobblers superiores
Fuente: Autor

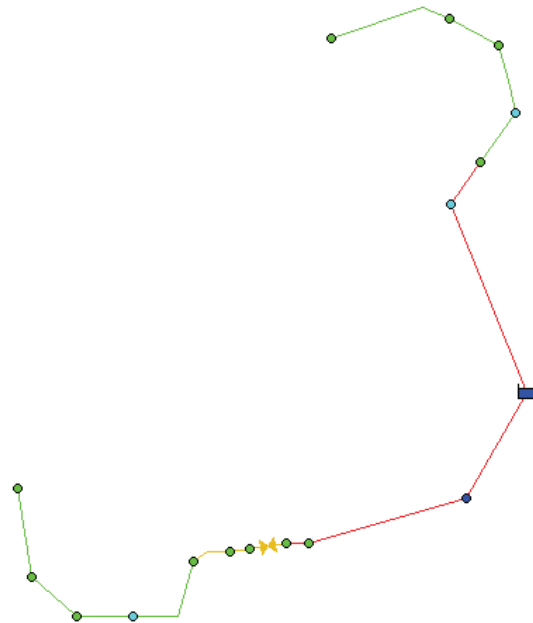
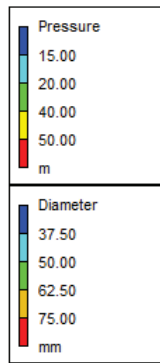


Figura 7.6. Presiones para los martillos superiores
Fuente: Autor

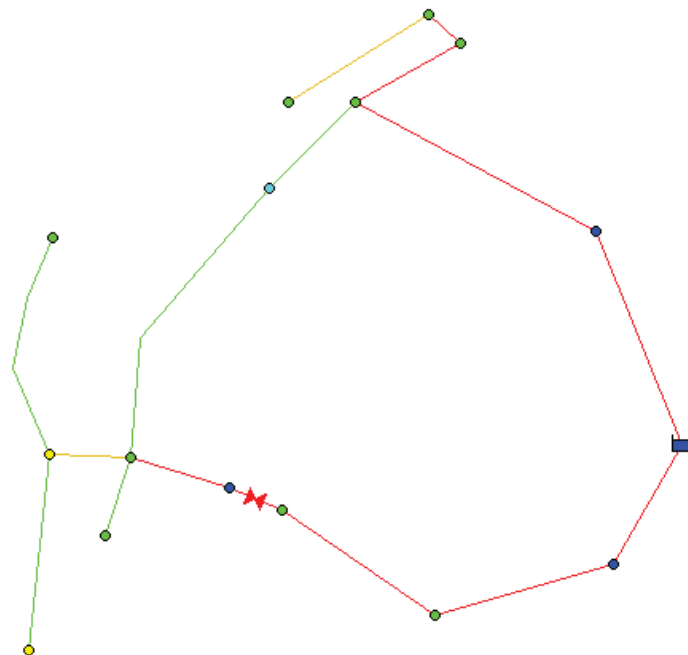
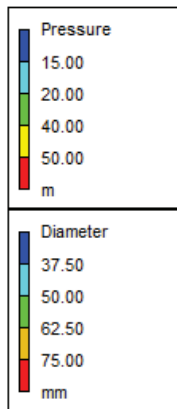


Figura 7.7. Presiones en martillos medios
Fuente: Autor

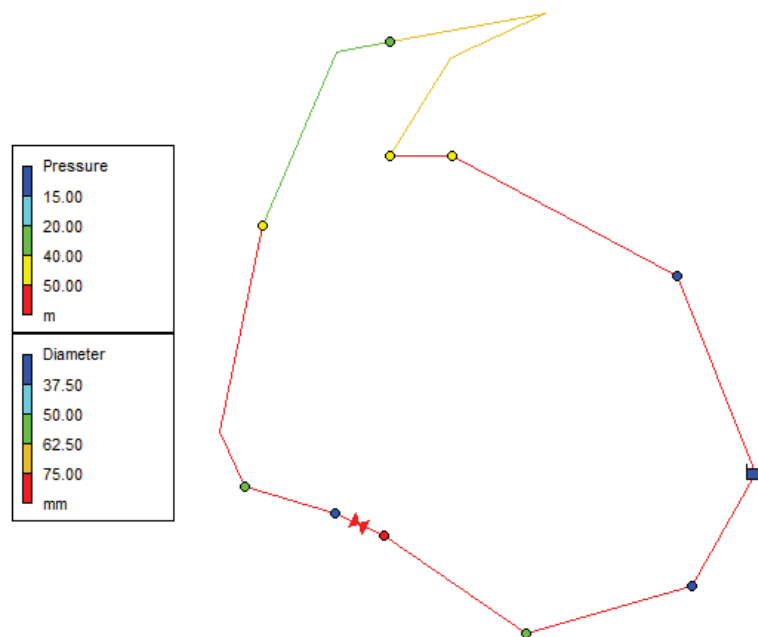


Figura 7.8. Presiones en los martillos bajos
Fuente: Autor

Se puede observar que algunos puntos en algunas de las configuraciones de los turnos de riego poseen algunas de las codificaciones de colores de presiones no permisibles, pero estos son puntos que se encuentran sobre la tubería principal (la de 3 pulgadas) por lo que son tramos que no tienen demanda. Las zonas donde se encuentran los aspersores funcionando para cada turno de riego sí se mantienen en el rango de presiones permisible. Todas las figuras anteriores son parte del sistema de riego que depende del tanque sentado, como se comentó también en al inicio de esta sección existen una pequeña área de caminos que dependerá de un tanque elevado. Este tanque para que tenga carga suficiente se deberá colocar a una altura de 7 m (medidos hasta el fondo del tanque).

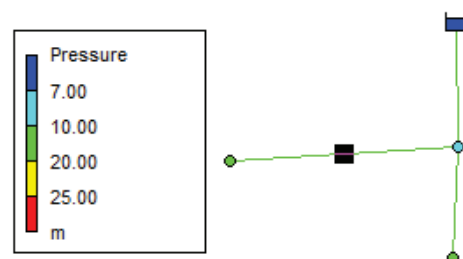


Figura 7.9. Sistema del tanque elevado
Fuente: Autor

La red principal de esta red de riego tiene en un poco más de 4,5 km de tubería de diámetros desde 37,5 mm hasta 75 mm. El desglose de las distintas longitudes de cada uno de estos diámetros se muestra en el cuadro 7.3.

Cuadro 7.3. Longitudes de tuberías de la red principal

Tuberías de la red	
Diámetro (mm)	Longitud (m)
75	2110
63	607
50	1781
38	75
Total	4573

Fuente: Autor

Aparte de las tuberías mencionadas también se necesitarán válvulas reductoras de presión, las tuberías menores de las conexiones de los aspersores y desde luego, los aspersores de martillo y los wobblers.

Haciendo nuevamente referencia a las figuras 7.3 y 7.2 la distribución de los wobblers es de 2 wobblers cada 6 metros, en cambio los martillos estarán distribuidos uno cada 10 metros. De la extensión total de caminos, sólo 520 metros serán servidos por wobblers y 3500 m estarán regados por martillos. Esto da un aproximado de 175 wobblers y 350 aspersores de martillo que deberán ser instalados para cubrir el área de caminos.

7.4. Tanque de la red y el bombeo

Como se comentó anteriormente se deberá colocar un tanque que será alimentado por bombeo desde el embalse. Este tanque será el que alimente la red de riego para los caminos. Por lo tanto se diseñará para que tenga el volumen necesario para un riego (90 m³).

Para esto existen dos opciones, comprar uno o varios tanques que sumen este volumen, o construir un tanque de 8 x 8 x 1,7 metros. Sin embargo, dada la necesidad de que exista cierta carga para los aspersores más elevados, puede además ponerse un tanque elevado aparte que almacene el volumen necesario para alimentar estos aspersores.

Respondiendo a las condiciones de la demanda mencionadas a lo largo de este capítulo, el tanque elevado se definió desde la sección anterior como un tanque de 5,1 m³ con el fondo a 7 m de elevación sobre la cota superior del relleno.

Para el bombeo desde el embalse hasta los tanques, se tiene una diferencia de nivel de 105 metros de altura. Además, como el riego se realizará de manera regular de día de por medio, el caudal del bombeo será el que sea capaz de llenar el tanque en un día. Por lo que se tendría un caudal de 90 m³/día lo que equivale a 1,04 l/s.

Para el cálculo del diámetro económico se utiliza la fórmula de Bresse:

$$D(m) = k\sqrt{Q}$$

Con $k = 1,2$ para instalaciones que se operan las 24 horas

$$D(m) = 1,2 * \sqrt{0,00104 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,038 \text{ m}$$

Este valor se puede ajustar entonces a un diámetro de 1,5 pulgadas. Ahora bien, para el caudal de 1,04 l/s y el diámetro mencionado, se tendrían unas pérdidas por fricción de 15 metros (calculados para los datos mencionados con Hazzen-Williams).

La carga dinámica total sería entonces de 120 metros y el caudal de 1,04 l/s. Para estas necesidades se eligió una bomba Goulds modelo 3SV-14 (16.5 GPM @ 394') motor de 3 HP (ver anexo 1). La elección de esta bomba se consultó con el ingeniero Luis Carlos Durán, Director de sistemas de bombeo de AyA.

7.5. Posible solución a las demandas de agua para baños y lavado de maquinaria

En el capítulo 5 se mostraron las distintas demandas que pueden ser suplidas con el agua pluvial. Las más pequeñas fueron las demandas de lavado de maquinaria, de 16 m³/mes, y la de los servicios sanitarios, estimada en 30 m³/mes. Estas dos demandas combinadas representarían tan solo un 5% de la demanda en la que este trabajo se ha enfocado, la de humedecimiento de caminos.

Representando una parte tan pequeña del volumen para el cual se ha diseñado, puede aprovecharse el embalse concebido en la sección 7.1 sin realizar cambios ya que el volumen necesario para estas demandas menores es despreciable con respecto al volumen para el cual se diseñó el embalse.

Para distribuir el agua al sitio donde se realice el lavado de maquinaria así como a los diferentes servicios sanitarios, deberá contarse con un tanque al cual también se bombeará

agua desde el embalse. Este tanque podría llenarse de dos a tres veces al mes y sería recomendable que tuviera un volumen equivalente a la mitad de la demanda mensual, por lo que podría construirse un tanque de 15 m³. Para esto puede considerarse un tanque de 4x4x1 de mampostería.

Dado que las instalaciones a servir serían el taller, las oficinas administrativas y la sala de reuniones; y todas estas están comprendidas entre las cotas 1225 y 1235, será conveniente colocar el tanque cercano a las cotas 1245 y 1250 para asegurar al menos 10 metros de presión en los puntos de uso.



Figura 7.10. Posible sitio para el tanque de las demandas menores
Fuente: Autor

Como el consumo de agua en baños y lavado de maquinaria sí es regular (a diferencia del humedecimiento de caminos que se realizará exclusivamente en verano), se deberá bombear hacia este tanque con una mayor frecuencia. Para esto puede utilizarse la bomba del sistema principal, funcionando con una menor eficiencia.

De lo anterior se concluye que los costos añadidos debido a la solución de estas demandas, son los que corresponden al tanque, a la tubería de impulsión del embalse al tanque, y las conexiones del tanque a los diferentes servicios sanitarios.

7.6. Costo estimado de las obras

Para la elaboración de este presupuesto se consideraron los costos de los componentes más importantes de las obras que son además los mencionados en el diseño. Además para los costos correspondientes a la demanda de baños y lavado de maquinaria, no se consideraron las obras que forman parte del sistema principal, solo se tomaron en cuenta las estructuras adicionales.

Cuadro 7.4. Costos estimados de la obra

	Descripción	Unidad	costo unitario	cantidad	monto total
Embalse	excavación del embalse	m3	∅1.540,00	4300	∅6.622.000,00
	Geomembrana de 1,5 mm	m2	∅9.033,33	1850	∅16.711.666,67
	Geotextil no tejido de 1,5 mm	m2	∅1.286,67	3700	∅4.760.666,67
	Subtotal				∅28.094.333,33
Desvío Pluviales	Tubería 750 mm	m	∅179.670,00	20	∅3.593.400,00
	Subtotal				∅3.593.400,00
Red de riego	Wobbler	Unidad	∅7.350,00	175	∅1.286.250,00
	Martillos	Unidad	∅25.200,00	350	∅8.820.000,00
	tuberia 75	m	∅3.556,11	2110	∅7.503.394,44
	tuberia 62,5	m	∅3.220,00	607	∅1.954.540,00
	tuberia 50	m	∅1.763,06	1781	∅3.140.001,94
	tuberia 37,5	m	∅1.176,67	75	∅88.250,00
	Subtotal				∅22.792.436,39
Bombeo y tanque de la red	Bomba gould 3sv-14 de 3 HP	Unidad	∅1.512.000,00	1	∅1.512.000,00
	tanque sentado	m2	∅62.500,00	54,4	∅3.400.000,00
	Subtotal				∅4.912.000,00
Solución demandas menores	tanque sentado	m2	∅62.500,00	16	∅1.000.000,00
	Subtotal				∅1.000.000,00
Total					∅60.392.169,72

Fuente: Autor

Los precios mostrados se obtuvieron de listas de precios de distribuidores nacionales, de la cámara costarricense de construcción, y en algunos casos de listas de precios de distribuidores extranjeros. Estos costos incluyen materiales y mano de obra. No contemplan imprevistos ni utilidad del contratista.

Con el desglose correspondiente mostrado en el cuadro anterior, el costo estimado total de las obras es de ∅60 400 000.

Los costos de operación serían principalmente los costos de energía del. Estos costos pueden estimarse conociendo la potencia de la bomba (3 HP), las horas de uso al día (24 h), los días al mes que se utilizaría (15), y la tarifa del proveedor de energía en la zona. De esta manera para las condiciones de río azul se tendrían costos de energía de ₡95 000 mensuales.

Ahora es importante comparar este costo con el costo de la solución actual al problema, los camiones cisterna. Los camiones más grandes que ofrece el mercado en esta zona son de 4 000 galones (15,14 m³) y su costo de envío es de ₡90 000. El costo de realizar un riego de caminos con camiones cisterna sería de ₡540 000. Si el camión cisterna se utilizara para la misma frecuencia de riego para la que se tiene diseñado el proyecto, el costo para cada temporada seca sería de ₡17 280 000.

Realizando un análisis financiero, para una vida útil del proyecto de 20 años y utilizando una tasa de retorno del 12% anual, el costo de la inversión inicial y mantenimiento del proyecto tendrían un valor actual neto de ₡61 100 000. Por otra parte los costos del riego con cisterna para estos 20 años tendrían un valor actual neto de ₡144 560 000. Se puede concluir que el proyecto es económicamente factible.

Capítulo 8. Conclusiones y recomendaciones

8.1. Conclusiones:

- El proyecto es económicamente factible. Con una tasa de 12% anual, considerando una vida útil de 20 años, el proyecto tiene un valor actual neto de $\text{Q}61\,100\,000$ en comparación al costo de riego con camión cisterna cuyo valor actual neto sería de $\text{Q}144\,560\,000$. La inversión inicial será recuperada en un plazo de 5 años.
- El almacenamiento de agua de lluvia durante meses lluviosos puede amortiguar la demandad del relleno en la época seca.
- El potencial de captación de agua que tiene el relleno es completamente capaz de suplir a cabalidad la necesidad del riego para los tres meses de escasez. La verdadera limitante para el sistema es la topografía accidentada del relleno; no hay zonas planas lo suficientemente granes para almacenar los más de 60 000 metros cúbicos necesarios para cubrir la demanda.
- Se puede entonces extender a proyectos situados en zonas de clima similar, que el almacenamiento del agua de lluvia puede ser una opción para amortiguar la demanda de agua en tiempos de escasez. Existe precipitación suficiente para resolver las necesidades de 3 meses secos cuando se trata de un cultivo poco demandante como lo es el zacate.
- No sólo en proyectos como los rellenos sanitarios, si no en proyectos de diversa índole como urbanizaciones, naves industriales de gran área, estadios de fútbol, y otros proyectos que tengan gran área de cobertura; la gran mayoría de las veces existe necesidad de evacuar las aguas de lluvia. Desde este punto de vista puede decirse que ya es necesidad propia del proyecto el recolectar la precipitación por lo que el verdadero costo adicional es la construcción del sitio de almacenamiento.
- Si bien uno de los costos más altos dentro del presupuesto del diseño es la implementación de la red de riego, estos costos son ajenos al hecho de captar o no agua pluvial; pertenecen más bien, al método de riego que se utilice. Independientemente del método que se elija el agua captada podrá ser utilizada para tal propósito y el verdadero ahorro se dará en el consumo de agua.

- El empleo del agua pluvial en riego es tan solo un ejemplo de los propósitos a los que puede destinarse, es importante contemplar la posibilidad del reúso del agua pluvial para distintas aplicaciones que pueda tener según el proyecto en el que se utilice.
- Pese a que la idea central de este proyecto era solventar la necesidad de riego en época seca, esta aplicación resulta meramente agrícola. Sin embargo pueden utilizarse sistemas de captación menos voluminosos que estén funcionando a lo largo del año y que cumplan funciones como las de alimentar servicios sanitarios, o utilizarlas en el lavado de maquinaria.
- La implementación de sistemas de captación en proyectos de gran extensión tiene otro impacto positivo. Un problema generado por la filosofía actual de las obras de alcantarillado pluvial es que se maneja una idea de entregar cuanto antes la escorrentía a los ríos, los cuales muchas veces no pueden manejar caudales tan altos y se desbordan generando inundaciones. El contar con sistemas de captación retendría parte de esta escorrentía y los embalses de almacenamiento funcionarían como estructuras de control de inundaciones reduciendo la forzada entrega de caudal que se acostumbra hacer a los cauces.
- Otro beneficio de los sistemas de captación de agua pluvial consiste en que al almacenar el agua captada se da una sedimentación de sólidos y contaminantes lo que representa una especie de tratamiento para el agua almacenada.

8.2. Recomendaciones:

- El agua deberá ser captada en época lluviosa o justo durante eventos de lluvia de temporada seca, esto para impedir que se capte agua muy contaminada con altas concentraciones de lixiviados.
- El bombeo deberá realizarse en la mañana del día previo al riego de caminos para que el tanque se llene en las siguientes 24 horas y esté listo para distribuir a la red en la mañana siguiente.
- Se deberán respetar los turnos de riego definidos en el diseño por lo que las válvulas de cierre que deban abrirse y cerrarse para los cambios de turno deben estar claramente identificadas y el operador del sistema debe tener muy claro cuales válvulas abrir y cuales cerrar.

- Sería una buena práctica para los primeros años de uso, realizar muestreos de la calidad de agua almacenada para verificar que cumpla con lo estipulado por el reglamento de reuso y vertido de agua residual. De lo contrario se deberá tomar alguna medida de saneamiento.
- Para el buen funcionamiento del embalse, este deberá ser limpiado y purgado al menos una vez al año (convenientemente al término de la época seca) para así no perjudicar la capacidad de almacenamiento.
- Para el diseño final de las obras se necesitará de levantamientos topográficos del sitio de embalse.
- Se requerirán estudios de suelos que describan la estabilidad del terreno en los puntos donde se definieron el tanque y el embalse.
- De no ser posible realizar un diseño como el planteado, puede evaluarse la posibilidad de, con un embalse de mucho menor volumen, construir únicamente un sistema para solventar la demanda de baños y lavado de maquinaria. Esto reduciría el tamaño del embalse, del tanque y de la bomba.
- Si se quisiera almacenar aun más agua que la considerada por el diseño, existe una alternativa que consiste en definir para área de embalse, algún sector en las cotas superiores del relleno, en las cuales hay mayores extensiones con poca pendiente. Teniendo ubicada esta zona, puede construirse un almacenamiento pequeño en donde se encuentra actualmente la laguna de retención, y de ahí bombear con mayor frecuencia al embalse principal que se encontrará en las elevaciones más altas. La red de distribución podría alimentarse directamente desde este embalse.
- Es conveniente instalar un pluviómetro que mida con mayor exactitud las precipitaciones en el sitio para contar así conocer verdaderamente el caudal que puede captarse.

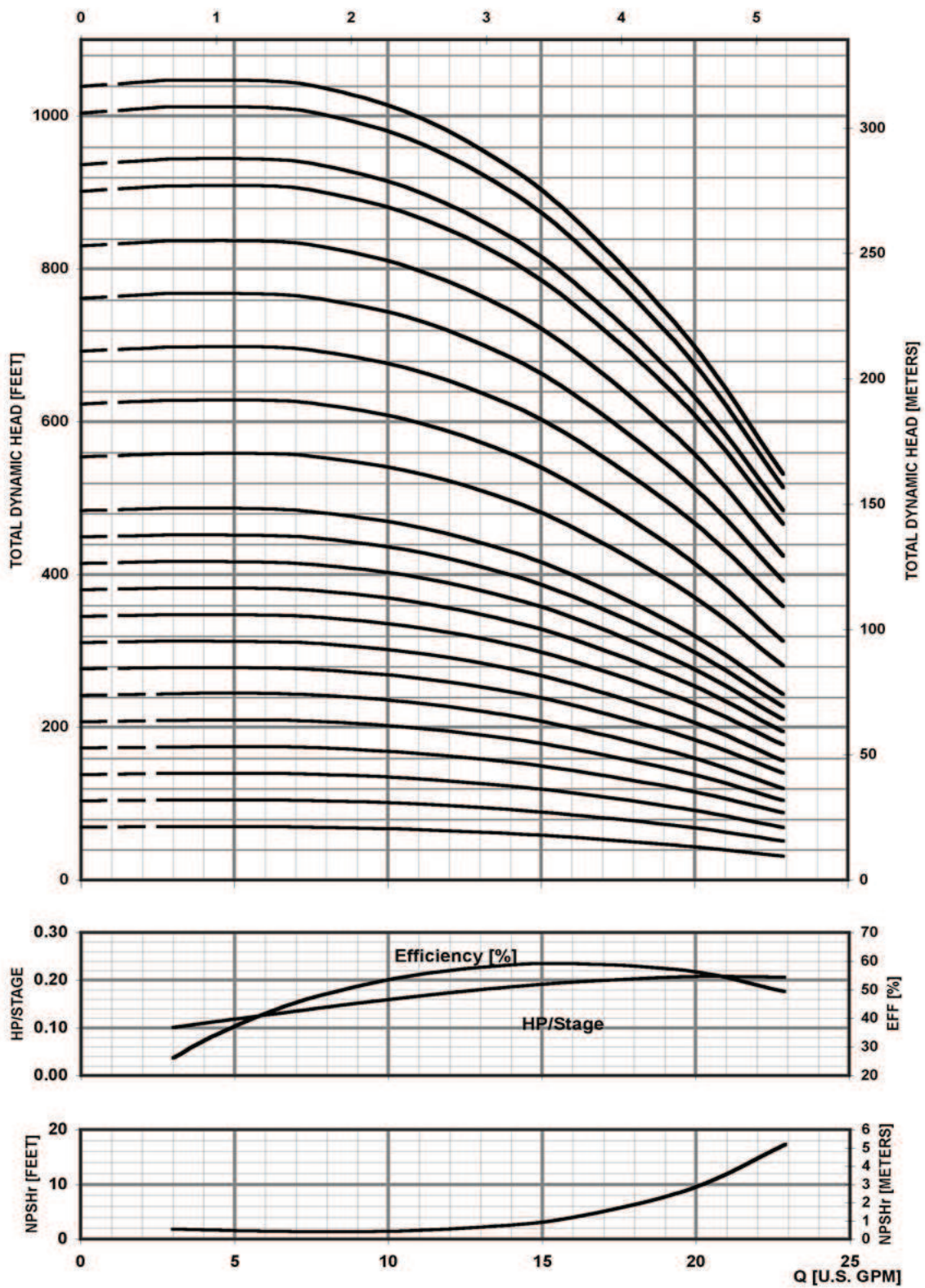
Referencias Bibliográficas

- Amador, E. (7 de agosto de 2012). Entrevista realizada a Eduardo Gómez, ingeniero del departamento de soluciones agrícolas de Mexichem, Heredia, Costa Rica.
- Amador, E. (10 de julio de 2012). Entrevista realizada a Carlos Durán, director de sistemas de bombeo de AyA, Costa Rica.
- Decreto N° 27378-S. Reglamento sobre rellenos sanitarios. 22 de octubre de 1993. San José Costa Rica.
- Decreto N° 33601-MINAE-S. Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales. Lunes 19 de marzo de 2007. San José, Costa Rica.
- Hernández, F. Captación de agua de lluvia como alternativa para afrontar la escasez del recurso. Extraído el 9 Junio 2012 de: http://licenciatura.iconos.edu.mx/k_angi/nueva/tienda/biblioteca/Manual%20Captacion%20de%20agua%20de%20lluvia.pdf
- ITT.(2010). Gould pumps e-SV technical manual.
- Junta directiva del instituto costarricense de acueductos y alcantarillados. Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos. 18 de enero de 2007.
- Krishna, H. (2005). The Texas manual on Rainharvesting. (5ta edición). Austin, Texas: Texas Water Development Board.
- López, R. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. (2da edición). Bogotá, Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Mays, L. (2001). Stormwater collection system design handbook. Arizona, USA: Mc Graw Hill.
- Mora Amador, R & Mora Chinchilla, R. (2003). Reseña Histórica de relleno sanitario de Río Azul y consideraciones sobre los metales pesados tratados en él y los presentes en nuestros hogares. Revista Reflexiones, 82 (2), 47-58. San José, Costa Rica.
- Organización de las naciones unidas para la agricultura y la alimentación. (2000). Manual de captación y aprovechamiento del agua de lluvia, experiencias en América Latina. Santiago, Chile: Oficina regional de la FAO para América Latina y el Caribe.

- Prinz, D. & Singh, A. (2000). Technological Potential for Improvements of Water Harvesting. Germany: Institute of Water Resources Management, Hydraulic and Rural Engineering (IWK), University of Karlsruhe.
- Programa Institucional de Gestión Ambiental Integral. (2007). Diagnóstico: Cierre Técnico del relleno sanitario Río Azul. Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Sánchez, F. (2012). Cálculo de la evapotranspiración potencial mediante la fórmula de Hargreaves. Extraído en julio de 2012 de http://hidrologia.usal.es/practicas/ET/ET_Hargreaves.pdf.
- Senninger Irrigation Inc. (2012). Productos para riego de cobertura total. Clermont, USA.

ANEXOS

A.1 Especificaciones de la Bomba



Pump Type	HP	Motor			Dimensions (in)												Weight (lbs.)											
		NEMA Frame			L1	L2			L3	L4	L5	L6	M (Ref.)	D1 (max.)			D2	Pump	Motor			Pump/Motor						
		ODP	TEFC	10		TEFC	10	30						30	ODP	TEFC			10	30	30	ODP	TEFC	10	30	30	ODP	TEFC
3SV-02	0.5				13.24	9.16	9.29	9.16	9.29	-	-	9.96	9.96	5.19	6.20	6.19	6.19	6.19	4.13	26	21	21	19	19	47	47	45	45
3SV-03					13.24	9.16	9.29	9.16	9.29	-	-	9.96	9.96	5.19	6.20	6.19	6.19	6.19	4.13	27	21	21	19	19	48	48	46	46
3SV-04	0.75				14.03	10.79	9.91	9.16	9.29	-	-	10.75	10.75	5.19	6.19	6.19	6.19	6.19	4.13	28	27	29	21	21	55	57	49	49
3SV-05	1				14.82	10.66	11.19	9.16	9.29	-	-	11.54	11.54	5.74	6.20	7.19	6.19	6.19	4.13	29	32	40	23	23	61	69	52	52
3SV-06	1.5				15.61	10.67	11.19	10.66	9.91	-	-	12.32	12.32	5.74	6.20	7.19	6.20	6.19	4.72	30	32	40	30	28	62	70	60	58
3SV-07					16.79	10.67	11.19	10.66	9.91	14.49	8.15	13.50	13.50	5.74	6.20	7.19	6.20	6.19	4.72	32	32	40	30	28	64	72	62	60
3SV-08				56C	17.18	11.18	12.06	11.16	10.79	15.28	8.94	14.29	14.29	5.74	7.19	7.19	6.20	6.19	4.72	33	43	51	32	33	76	84	65	66
3SV-09	2				17.96	11.18	12.06	11.16	10.79	16.06	9.72	15.08	15.08	5.74	7.19	7.19	6.20	6.19	4.72	34	43	51	32	33	77	85	66	67
3SV-10					18.75	11.18	12.06	11.16	10.79	16.85	10.51	15.87	15.87	5.74	7.19	7.19	6.20	6.19	4.72	35	43	51	32	33	78	86	67	68
3SV-11					19.54	11.57	13.44	11.18	11.16	17.64	11.30	16.65	16.65	5.75	6.50	7.19	7.16	7.19	5.51	35	49	64	41	44	85	100	77	80
3SV-12					20.33	11.57	13.44	11.18	11.16	18.43	12.09	17.44	17.44	5.75	6.50	7.19	7.16	7.19	5.51	38	49	64	41	44	87	102	79	82
3SV-13	3				21.11	11.57	13.44	11.18	11.16	19.61	12.87	18.62	18.62	5.75	6.50	7.19	7.16	7.19	5.51	39	49	64	41	44	88	103	80	83
3SV-14					21.89	11.57	13.44	11.18	11.16	20.39	13.66	19.41	19.41	5.75	6.50	7.19	7.16	7.19	5.51	40	49	64	41	44	89	104	81	84
3SV-16					23.47	11.57	13.44	11.18	11.16	21.97	15.24	20.98	20.98	5.75	6.50	7.19	7.16	7.19	5.51	42	49	64	41	44	91	106	83	86
3SV-18					25.79	13.93	15.43	12.55	13.93	23.55	16.82	22.56	22.56	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	47	81	92	62	69	128	139	109	116
3SV-20					27.36	13.93	15.43	12.55	13.93	25.12	18.39	24.14	24.14	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	48	81	92	62	69	129	140	110	117
3SV-22		184TC	184TC		28.94	13.93	15.43	12.55	13.93	26.70	19.96	25.71	25.71	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	50	81	92	62	69	131	142	112	119
3SV-24	5				30.51	13.93	15.43	12.55	13.93	28.27	21.54	-	27.29	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	52	81	92	62	69	133	144	114	121
3SV-26					32.09	13.93	15.43	12.55	13.93	29.85	23.11	-	28.86	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	55	81	92	62	69	136	147	117	124
3SV-27					32.87	13.93	15.43	12.55	13.93	31.02	23.90	-	30.04	6.87	8.88	8.86	9.02	8.86	5.51	57	81	92	62	69	138	149	119	126
3SV-29	7.5				34.45	13.88	15.53	13.93	15.43	32.60	25.47	-	31.61	8.05	8.89	10.62	8.88	8.86	5.51	59	100	120	75	85	159	179	134	144
3SV-30	7.5			184TC	35.24	13.88	15.53	13.93	15.43	33.39	26.26	-	32.40	8.05	8.89	10.62	8.88	8.86	5.51	60	100	120	75	85	160	180	135	145

Fuente: Goulds, 2012

A.2 Ficha técnica de plásticos para el embalse

GEOMEMBRANA LISA

POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD HDPE

Mayo 2009



PROPIEDADES		NORMA	UNIDAD	20 mil	30 mil	40 mil	60 mil	80 mil
PROPIEDADES MECÁNICAS	Resistencia a la Rotura	ASTM D 6693 Tipo IV	kN/m	14	20	27	40	53
	Elongación a la Rotura	ASTM D 6693 Tipo IV	%	700	700	700	700	700
	Resistencia a la Fluencia	ASTM D 6693 Tipo IV	N	8	11	15	22	29
	Elongación a la Fluencia	ASTM D 6693 Tipo IV	%	12	12	12	12	12
	Resistencia al Rasgado	ASTM D 1004	N	67	101	135	203	270
	Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N	160	240	320	480	640
PROPIEDADES FÍSICAS	Espesor Nominal	ASTM D 5199	mm	0.50	0.75	1.0	1.50	2.0
	Densidad	ASTM D 1505	g/cm ³	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94
	Contenido Negro de Humo	ASTM D 1603	%	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
	Tiempo de Inducción a la Oxidación	ASTM D 3895, 200°C	Minutos	>100	>100	>100	>100	>100
	Envejecimiento al Horno 85°C 90 días Retención OIT% (ASTM D 3895 o D 5885)	ASTM D 5721	Fórmula	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80	>55/80
	Envejecimiento Ultra Violeta 1600hrs OIT Retenido (ASTM D 5885)	GM 11	%	>50	>50	>50	>50	>50
PRESENTACIÓN	Longitud de Rollo (aprox.)	Medido	m	450	300	225	150	150
	Ancho del Rollo	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01	7.01
	Area del Rollo	Calculado	m ²	3154	2103	1577	1051	771

GEOMEMBRANA LISA

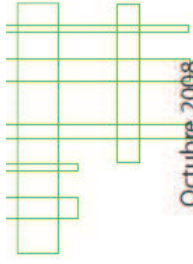
POLIETILENO ULTRAFLEXIBLE DE DENSIDAD LINEAL LLDPE

Mayo 2009



PROPIEDADES		NORMA	UNIDAD	20 mil	30 mil	40 mil	60 mil
PROPIEDADES MECÁNICAS	Resistencia a la Rotura	ASTM D 6693 Tipo IV	kN/m	14	20	27	40
	Estiramiento a la Rotura	ASTM D 6693 Tipo IV	%	800	800	800	800
	Resistencia al Rasgado	ASTM D 1004	N	47	71	98	147
	Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N	126	190	250	370
PROPIEDADES FÍSICAS	Espesor Nominal	ASTM D 5199	mm	0.50	0.75	1.0	1.5
	Densidad	ASTM D 1505	g/cm ³	>0.94	>0.94	>0.94	>0.94
	Contenido Negro de Humo	ASTM D 1603	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0	2.0 - 3.0
	Tiempo de Inducción a la Oxidación	ASTM D 3895, 200°C	>100	>100	>100	>100	>100
	Envejecimiento al Horno 85°C 90 días Retención OIT% (ASTM D 3895 o D 5885)	ASTM D 5721	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60	>35/60
	Envejecimiento Ultra Violeta 1600hrs OIT Retenido (ASTM D 5885)	GM 11	>60	>60	>60	>60	>60
PRESENTACIÓN	Longitud de Rollo (aprox.)	Medido	m	450	300	225	150
	Ancho del Rollo	Medido	m	7.01	7.01	7.01	7.01
	Area del Rollo	Calculado	m ²	3155	2103	1577	1052

GEOTEXILES NO TEJIDOS



Octubre 2008

Fuente: Mexichem, 2012.

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	NT 1600	NT 1800	NT 2000	NT 2500	NT 3000	NT 4000	NT 5000	NT 6000	NT 7000	REPAV 400	REPAV 450
MECANICAS Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación Resistencia al Punzonamiento Método CBR Resistencia al Punzonamiento Resistencia al Rasgado Trapezoidal Método Mullen Burst Resistencia al Estadillo	ASTM D 4632 ASTM D 4833 ASTM D 6241 ASTM D 4533 ASTM D 3786	Nlb) % Nlb) kN Nlb) kPa(psd)	450(102) >50 250(57) 1.3 210(48) 131(1190)	530(120) >50 310(70) 1.6 260(59) 158(220)	620(141) >50 360(82) 1.8 280(64) 179(260)	710(161) >50 400(91) 2.2 320(73) 307(500)	770(175) >50 440(100) 2.4 340(77) 220(320)	107(0248) >50 590(134) 3.1 400(91) 282(9410)	122(0277) >50 700(159) 3.5 460(105) 317(460)	141(0320) >50 800(182) 4.1 540(123) 379(550)	172(0391) >50 910(207) 5.4 600(136) 483(700)	REPAV 400 570(130) >50 300(68) N/D 250(57) 151(8220)	REPAV 450 570(130) >50 320(73) N/D 290(66) 158(230)
HIDRAULICAS Tamaño de Abertura Aparente Permeabilidad Permitividad Retención de Asfalto	ASTM D 4751 ASTM D 4491 ASTM D 4491 ASTM D 6140	mm(Mo, Tamiz) cm/s s ⁻¹ L/m ²	0.250(60) 46 X 10 ⁻² 3.1 N/A	0.180(90) 40 X 10 ⁻² 2.4 N/A	0.180(80) 42 X 10 ⁻² 2.2 N/A	0.150(100) 36 X 10 ⁻² 1.8 N/A	0.130(100) 42 X 10 ⁻² 2.0 N/A	0.125(120) 34 X 10 ⁻² 1.4 N/A	0.105(140) 32 X 10 ⁻² 1.2 N/A	0.105(140) 28 X 10 ⁻² 0.9 N/A	0.09(170) 22 X 10 ⁻² 0.7 N/A	N/A N/A N/A 1.1	N/A N/A N/A 1.0
FISICAS Tipo de Polímero Espesor Resis. UV % Resis@ 500 horas Rollo Ancho Rollo Largo Rollo Área Rollo Ancho Máximo	Fabricante ASTM D 5199 ASTM D 4835 Medido Medido Calculado Medido	- mm % m m m ² m	PP 1.5 >70 3.5-3.8-4.0 160 360-608-640 4.1	PP 1.7 >70 3.5-3.8-4.0 150 525-570-600 4.1	PP 1.9 >70 3.5-3.8-4.0 130 455-494-520 4.2	PP 2.0 >70 3.5-3.8-4.0 120 400-456-480 4.2	PP 2.1 >70 3.5-3.8-4.0 120 400-456-480 4.2	PP 2.4 >70 3.5-3.8-4.0 130 465-494-520 4.2	PP 2.7 >70 3.5-3.8-4.0 120 400-456-480 4.2	PP 3.1 >70 3.5-3.8-4.0 100 350-380-400 4.2	PP 3.2 >70 3.5-3.8-4.0 80 280-304-320 4.2	PP 1.5 >70 3.8 150 N/A	PP 1.3 >70 3.8 180 684 N/A
FUNCIÓN DEL GEOTEXTIL Filtración Drenaje Protección Separación Estabilización Refuerzo Repavimentación			✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓ ✓ ✓ ✓	✓ ✓	✓ ✓

Fuente: Mexichem, 2012.

A.3 Especificaciones de Wobblers y Martillos

La información siguiente es una parte del catálogo de riego de los productos Senninger

Wobblers:



Angulo Estándar

El Wobbler de Senninger tiene una exclusiva acción rotativa oscilante. Este diseño produce una cobertura sumamente uniforme, sobre un gran diámetro y a bajas presiones.

CARACTERÍSTICAS:

- Una sola parte móvil, para mayor vida útil
- Fabricado para lograr resistencia y durabilidad
- Caudales: 0.78 a 8.25 gpm (177 a 1874 L/hr)
- Baja pérdida por evaporación
- Entrada: M de 3/4" y 1/2" NPT
- Garantía de dos años en materiales, mano de obra y desempeño
- Boquillas codificadas por color para fácil identificación de tamaño y con garantía de mantener el diámetro correcto de orificio por cinco años.

Fuente: Senninger, 2012

Martillos:



CARACTERÍSTICAS:

- Distribuyen el agua con un patrón ajustable de 60° - 360° en incrementos de 5°, no se necesitan herramientas.
- Fácilmente convertibles a un funcionamiento de arco completo
- Mecanismo reversionador cubierto
- Trayectoria de la boquilla de 23° para un máximo radio de alcance
- Amplia gama de combinaciones de boquillas y venas para una excelente distribución en todas las presiones
- Tamaño de entrada: M de 3/4" NPT
- Rango de caudales: 2.42 a 16.10 gpm (550 a 3657 L/hr)
- Garantía de dos años en materiales, mano de obra y desempeño
- Boquillas codificadas por color para fácil identificación de tamaño y con garantía de mantener el diámetro correcto de orificio por cinco años.

Fuente: Senninger, 2012

Modelos de wobblers:

Presión en la base del aspersor (bar)	0.69	1.03	1.38	1.72	2.07	2.41
Boquilla #6 - Dorada (2.38mm)						
Caudal(L/hr)	177	216	250	279	307	329
SA Diám. a 0.46m alt(m)	10.4	11.9	12.7	13.3	13.4	13.7
LA Diám. a 0.46m alt(m)	8.8	10.5	11.6	12.4	12.5	-
Boquilla #7 - Lima (2.78mm)						
Caudal(L/hr)	241	295	341	382	418	452
SA Diám. a 0.46m alt(m)	11.1	12.7	13.3	13.7	13.9	14.2
LA Diám. a 0.46m alt(m)	9.6	11.3	12.2	12.7	12.8	-
Boquilla #8 - Lavanda (3.18mm)						
Caudal(L/hr)	318	388	450	502	550	595
SA Diám. a 0.46m alt(m)	11.7	13.3	13.7	14.2	14.3	14.6
LA Diám. a 0.46m alt(m)	10.4	11.9	12.7	13.0	13.1	-
Boquilla #9 - Gris (3.57mm)						
Caudal(L/hr)	409	500	577	645	706	763
SA Diám. a 0.46m alt(m)	12.4	13.9	14.2	14.5	14.6	14.9
LA Diám. a 0.46m alt(m)	10.8	12.4	13.0	13.3	13.4	-
Boquilla #10 - Turquesa (3.97mm)						
Caudal(L/hr)	504	618	713	797	874	945
SA Diám. a 0.46m alt(m)	12.8	14.3	14.6	14.8	14.9	15.3
LA Diám. a 0.46m alt(m)	11.0	12.5	13.1	13.4	13.6	-
Boquilla #11 - Amarilla (4.37mm)						
Caudal(L/hr)	611	749	865	968	1061	1147
SA Diám. a 0.46m alt(m)	13.1	14.6	14.9	15.1	15.3	15.6
LA Diám. a 0.46m alt(m)	11.1	12.8	13.3	13.6	13.7	-
Boquilla #12 - Roja (4.76mm)						
Caudal(L/hr)	734	899	1038	1161	1272	1374
SA Diám. a 0.46m alt(m)	13.4	14.9	15.3	15.4	15.6	15.7
LA Diám. a 0.46m alt(m)	11.3	13.0	13.4	13.7	13.9	-

Fuente: Senninger, 2012

Modelos de martillos de círculo parcial:

Presión en la base del aspersor						
(bar)	2.07	2.41	2.76	3.10	3.45	3.79
Boquilla #8 - Lavanda (3.18mm)						
Caudal(L/hr)	550	595	634	675	709	745
Radio a 0.5m alt (m)	12	12	12	12	13	13
Diám. a 0.9m alt (m)	12	12	13	13	13	13
Boquilla #9 - Gris (3.57mm)						
Caudal(L/hr)	700	756	809	859	904	949
Radio a 0.5m alt (m)	12	12	13	13	13	13
Diám. a 0.9m alt (m)	12	13	13	13	14	14
Boquilla #10 - Turquesa (3.97mm)						
Caudal(L/hr)	868	938	1002	1063	1120	1174
Radio a 0.5m alt (m)	12	13	13	14	14	14
Diám. a 0.9m alt (m)	12	13	14	14	14	14
Boquilla #13 - Blanca (5.16mm)						
Caudal(L/hr)	1476	1594	1701	1806	1903	1999
Radio a 0.5m alt (m)	14	14	15	15	15	16
Diám. a 0.9m alt (m)	14	14	15	15	16	16
Boquilla #14 - Azul (5.56mm)						
Caudal(L/hr)	1701	1837	1960	2083	2194	2294
Radio a 0.5m alt (m)	14	14	15	15	16	16
Diám. a 0.9m alt (m)	14	15	16	16	16	16
Boquilla #15 - Marrón Oscuro (5.95mm)						
Caudal(L/hr)	1933	2087	2228	2362	2498	2612
Radio a 0.5m alt (m)	14	15	15	16	16	16
Diám. a 0.9m alt (m)	15	15	16	16	16	17

Fuente: Senninger, 2012